

DER BAUINGENIEUR

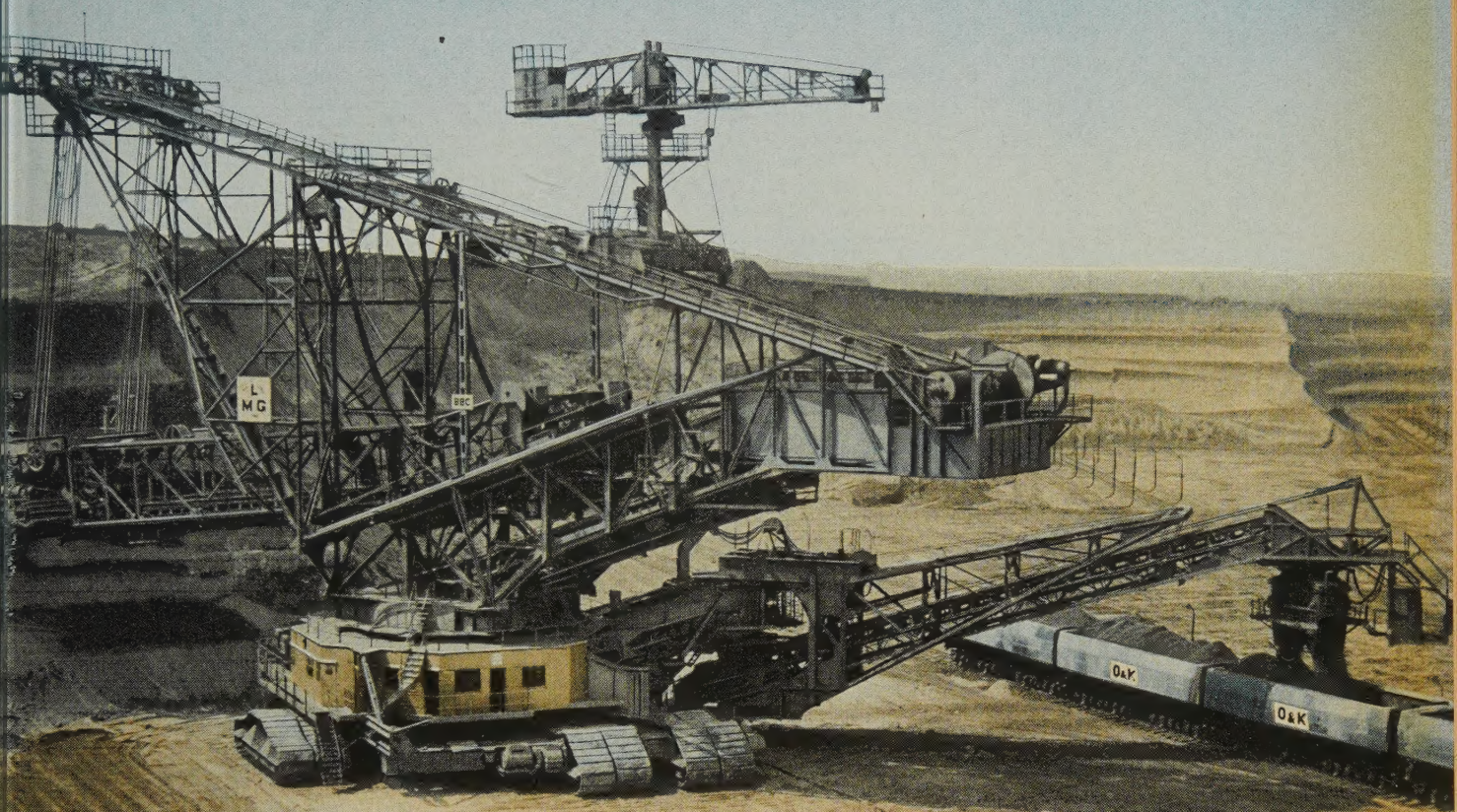
HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG
BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

31. JAHRGANG

MÄRZ 1956

HEFT 3



GROSS-SCHAUFELRADBAGGER-Sch Rs $\frac{850}{3}$ 26 · 11-
stündl. Förderleistung:
2200 m³ Abraum, bzw 2800 t Kohle
beim Beladen druckluftbetätigter
O & K-Großraum-Kastenkipper mit 100 m³ Inhalt

DRENSTEIN-KOPPEL UND LÜBECKER MASCHINENBAU

AKTIENGESELLSCHAFT

WERK LÜBECK

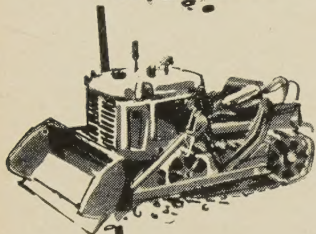


BAUMASCHINEN BAUGERÄTE



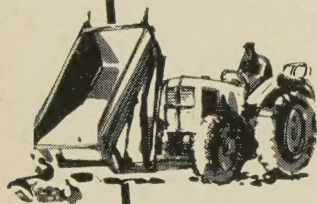
BAGGER

Universal-Raupen-Bagger
Typ D 200, 0,22 m³
Typ D 300, 0,33 m³
Größere Bagger für alle
Erdbau- und Steinbruch-
arbeiten



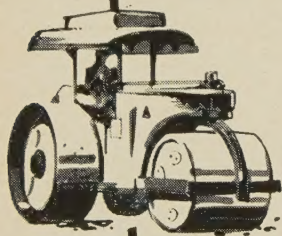
PLANIERRAUPEN

Motorleistung
von 25 bis 150 PS und stärker,
als Bulldozer und Angledozer
mit Schürfkübelanhänger
und als Überkopflader



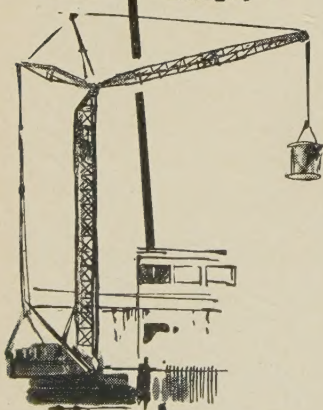
MULDENTRANSPORTER

Inhalt: 0,75 m³ und 1,0 m³
Das Transport- und Lade-
gerät für Steinbruch und
Baustelle



WALZEN

Straßenwalzen bis 16,0 t,
Straßenaufreißer,
Vibrationswalzen
Rüttelverdichter



BAUKRANE

Hochbaukrane, Autokrane,
Bergungskrane

Sämtliche Maschinen und Geräte
für Hoch-, Tief- und Straßenbau,
z. B. Betonmischer, Straßen-
fertiger, Kompressoren usw.



DOLBERG-GLASER & PFLAUM

GMBH ESSEN

Niederlassungen: Berlin, Bremen, Dortmund, Essen, Frankfurt
Hamburg, Hildesheim, Köln, Mannheim, München, Stuttgart

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,

(21 b) Dortmund, Plauener Straße 44,

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. für die Schriftleitung werden erbeten an die Schriftleitung „DER BAUINGENIEUR“, **Professor Dr.-Ing. F. Schleicher**, (21 b) Dortmund, Plauener Straße 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, im Bundesgebiet auch jedes Postamt, entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,

Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

Die Entwicklung des Schaufelradbaggers in Amerika

Von Dr.-Ing. Werner Franke, Bad Homburg v. d. H.

Die Abbaumethoden im Steinkohlentagebau der USA, über die schon berichtet wurde¹, sind seit über 30 Jahren durch die weite Verbreitung des Löffelgroßbaggers und später auch des Schürfkübel-Schreibbaggers bis zu den größten Abmessungen gekennzeichnet, während die Gewinnung des Kohlenflözes selbst, meist von 1,5 bis 2 m Mächtigkeit, durch kleinere Löffelbagger in Sonderbauart durchgeführt wird.

Dieser vom deutschen Braunkohlen-Tagebau vollkommen abweichende Geräteeinsatz bei der Freilegung und Gewinnung der Kohle ist in bevorzugtem Maße durch die Beschaffenheit des „karbonischen“ Deckgebirges in Amerika bedingt, welches in den meisten Fällen nur die Anwendung von Großbaggern mit hoher Reißkraft zweckmäßig erscheinen läßt. — Im Anthrazittagebau, insbesondere im Staate Pennsylvanien, wo überhaupt die ältesten geologischen Formationen vorherrschen, ähnelt daher der Tagebaubetrieb demjenigen eines Granitsteinbruches, in welchem mit fahrbaren Bohrwerken das steinige Deckgebirge laufend vorgebohrt und anschließend gesprengt werden muß, ehe der Großbagger zum Einsatz gelangen kann, um das vorgebrochene und bereits gelockerte Gestein durch Entwicklung seiner vollen Reißkraft loszulösen und auf die Kippe auf der anderen Seite des Tagebaues zu befördern. — In einzelnen Staaten des mittleren Westens wie z. B. Ohio, Indiana, Kentucky usw., wo sich eine große Anzahl von Steinkohlen-Tagebauen befindet, ist das Deckgebirge durchschnittlich von nicht so harter oder felsiger Beschaffenheit, aber vielfach ist es im unteren Teile mit großen Steinen oder Felsleisten durchsetzt oder über dem Steinkohlenflöz liegt in der Regel eine z. T. sehr harte Schicht, meist aus Feuerton. In derartigen Fällen ist dann die aussetzende Betriebsweise mit Löffel- oder Schleppschaufelgroßbagger geeigneter als unsere deutschen Abbaugeräte im Braunkohlentagebau. Andererseits kann man aber auch einige wenige Abbaubereiche wie z. B. im Staate Illinois vorfinden, bei welchen die oberen Abraumschichten fast so leicht und locker wie z. B. im rheinischen Braunkohlentagebau beschaffen sind, wo unsere stetig arbeitenden deutschen Abraumgeräte wie der Schaufelradbagger besser und wirtschaftlicher am Platze sind.

Diese Gedankengänge sind auch den amerikanischen Tagebaufachleuten nicht verschlossen geblieben, und zwar bei einer vergleichsweisen Gegenüberstellung der beiden verschiedenartig arbeitenden Baggersysteme. Beim Löffel- und Schleppschaufelgroßbagger werden nämlich nur etwa 33 % der gesamten Arbeitszeit für den eigentlichen Baggervorgang aufgewendet, und zwar für Graben und Löffelheben, während die restliche Zeit von 67 % jedes Förder-spieles für das Schwenken und Auskippen, bzw. für die leere Rückfahrt und das Löffelsenken aufgewendet werden müssen. Hierzu im Gegensatz wird bei den stetig arbeitenden Geräten die volle Arbeitszeit auf den Vorgang des Lösens (Baggerns) des Fördergutes verwendet, während die Weiterführung und Verstärkung des gewonnenen Ab-raumes in der Regel gleichzeitig durch Bandanlagen usw. kontinuierlich erledigt werden kann, wodurch naturgemäß eine weit bessere Ausnutzung des Gerätes und damit eine erhebliche Steigerung der Förderleistung verbunden ist. Aus diesen Wirtschaftlichkeitsgründen und in der Annahme, daß keine größeren Sprengungen des Deckgebirges vorausgehen brauchen, sind bereits in den Jahren 1943/44 zwei amerikanische Schaufelradbagger im Staate

Illinois gebaut und in Betrieb gesetzt worden, die sich in diesem Zeitraum von etwa 10 Jahren durch laufende konstruktive Verbesserungen allmählich eingearbeitet haben und zur Erzielung sehr beachtlicher Förderleistungen auf Grund inzwischen gesammelter Betriebserfahrungen entwickelt worden sind.

Diese amerikanischen Schaufelradbagger verschiedener Bauarten arbeiten allgemein im Tandembetrieb mit Löffelgroßbaggern zusammen, und zwar im Norden und im Süden des Staates Illinois. — Den Hauptanteil an der Einführung des Schaufelradbaggers in Amerika hatte die United Electric Coal Cies, einer der größten Steinkohlenproduzenten der USA unter ihrem rührigen Präsidenten Frank F. Kolbe, so daß die Bezeichnung des amerikanischen Schaufelradbaggers in den technischen Zeitschriften meist mit „Kolbe-Excavator“ zu finden ist². Die beiden

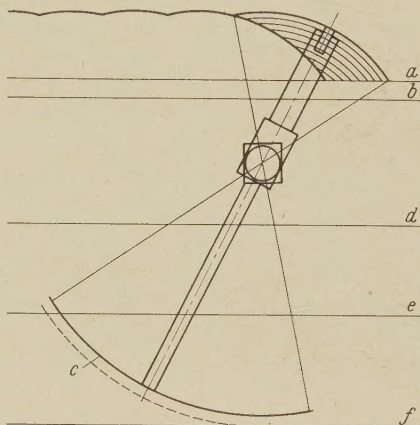


Abb. 1. Grundriß des Tagebaues mit der Arbeitsweise des Schaufelradbaggers im Steinkohlengebiet von Cuba (Illinois) der United Electric Coal Cies. Zusammenarbeit des Schaufelradbaggers mit dem Löffelgroßbagger. Oben die Baggerseite, unten die Kippenseite. a = Oberer Rand der Abraumberge; b = Basislinie der Abraum-Hochböschung; c = Angenäherte Schleuderweite des Abraumes auf der Kippe; d = Fußlinie der Abraumkippe am Kohlenflöz; e = Spitzlinie der Kippe vom Löffelgroßbagger; f = Spitzlinie der Kippe vom Schaufelradbagger.

ersten Bagger dieser Kohlengesellschaft wurden in der Nähe von Canton, und zwar im Tagebau von Cuba (Illinois), sowie bei Buckheart (Illinois) aufgestellt; eine neuere Bauart wurde im Süden dieses Staates in der Nähe von Du Quoin auf der Fidelity-Grube aufgestellt, die wesentliche Verbesserungen aufweist, über die gesondert berichtet werden soll.

Schließlich ist noch Anfang 1955 von der ebenfalls bekannten Truax-Traer Coal Co in der Nähe von Fiatt (Illinois) ein ebenfalls neues Baggergerät (Abb. 11) von der Bucyrus-Erie Co aufgestellt worden. In allen diesen Grubenbetrieben ist der Abraum fast frei von Felseinbettungen und größeren Steinen, wenigstens in den oberen Schichten, so daß das Schaufelrad als geeignetes Grabwerkzeug eingesetzt werden konnte. Bei den ersten vor etwa 10 Jahren in Betrieb genommenen Schaufelradbaggern (Abb. 1—4) hat der über dem Steinkohlenflöz liegende Abraum eine Mächtigkeit bis zu 24 m; davon werden rd. 40 %, d. h. etwa 10 m vom Schaufelrad beseitigt, während der darauf folgende Löffelgroßbagger im Tandembetrieb den Rest

² Developing the Wheel for American Coal Stripping: Coal Age, March 1955.

von 14 m abgräbt und damit die Kohle freilegt. Der mit dieser gemeinsamen Abbauphase durch beide Baggersysteme entstehende Tagebau zwischen den Grundlinien *b* und *d* (Abb. 1) hat nur eine Basisbreite von etwa 25 m und erstreckt sich zwischen der Gewinnungsseite (oben) und der Kippe (unten); letztere wird von beiden Geräten gemeinsam aufgeworfen. — Das Schaufelrad stellt zunächst entlang der Hochböschung eine Berme (Abb. 4) her und fördert das von den Eimern des Rades gelöste Material unter dauernder Schwenkbewegung des Schaufelradträgers auf die aneinander anschließenden Förderbänder bis zur endgültigen Verstärkung auf der Halde (Kippe). — Bei einer mittleren Fördergeschwindigkeit von rd. 5 m/s beträgt die Gesamtentfernung zwischen Gewinnungsseite und Kippenkrone (Linie *f*) etwa 100 m, wobei die Schleuderweite des Auslegerbandes hinzugerechnet ist.

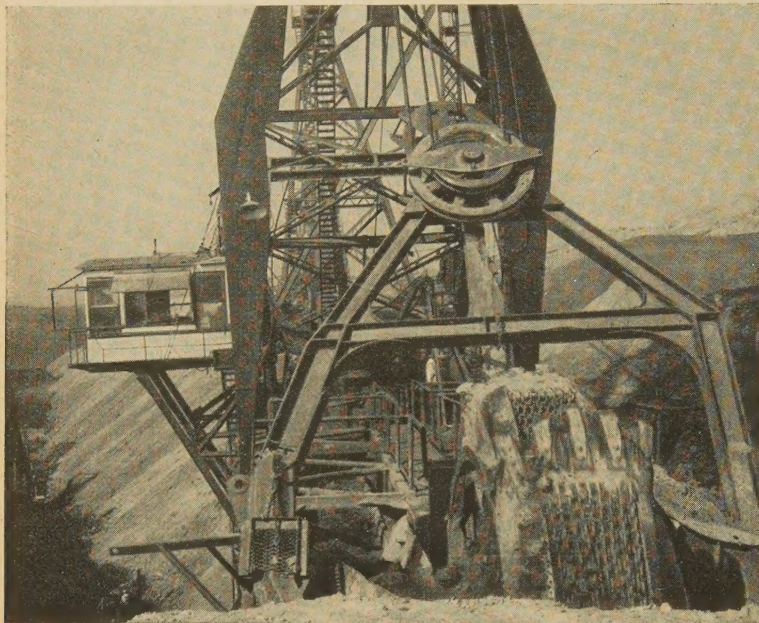


Abb. 2. Vorderansicht des Schaufelradbaggers der United Electric Coal Cies. im Führerstand (links) und Schaufelrad mit Kettenabdeckungen der Schaufeln (rechts).

Hauptabmessungen des Schaufelradbaggers

(Abb. 1—10) der United Electric Coal Cies. (Baujahr 1943/44)

Gesamtlänge des Baggers über alles (von der Schneide des Schaufelrades bis Ende Auslegerband über der Kippe)	max. rd. 96 m
Länge des Schaufelradträgers von der Schwenkmitte	rd. 22 m
Vorschub- bzw. Rückstoßmöglichkeit des Schaufelrades	rd. 10 m
Schüttweite des Auslegerbandes von Schwenkmitte	max. rd. 65 m
Reichweite des Schaufelrades von Schwenkmitte	max. rd. 35 m
Umdrehungszahl des Schaufelrades (je nach Beschaffenheit des Fördergutes)	max. 7—10 Uml./Min.
Schaufelradträgerband: Länge	21 m
Breite	1,2 m
Geschwindigkeit	rd. 3,5 m/Sek.
Auslegerband: Länge	rd. 75 m
Breite	1,2 m
Geschwindigkeit	rd. 5 m/Sek.
Durchmesser des Schaufelrades (an den Schneidkanten)	rd. 6 m
Ungef. Dienstgewicht des Schaufelradbaggers	rd. 1000 t
Lieferfirmen des Schaufelradbaggers:	
Unterbau mit 4 Doppelraupen (ältere Type eines Schlepp-schaufelbaggers) Modell 360-B der Marion Power Shovel Co.	

Einzelteile des Oberbaues mit Eisenkonstruktion usw.: Bucyrus-Eric Co.

Entwurf der Konstruktion und Zusammenbau: United Electric Coal Cies.

Da mit diesem Bagger eine Abtragshöhe von etwa 24 m oder etwas mehr vom Schaufelrad erreicht werden kann, wird vielfach die oberste Abraumschicht um 1 oder 2 m unterschritten; in diesem Falle fällt der überhängende Abraum (Abb. 4) zum Teil von selbst durch Schwerkraftwirkung in den Tagebau zurück und wird dann vom Schaufelrad erneut der Weiterförderung zugeführt. — Die Arbeitsweise des Schaufelradbaggers geschieht in ähnlicher Weise wie bei unserem deutschen Frontal-Blockverfahren im Braunkohlentagebau, und zwar durch allmähliche Vergrößerung des Schaufelradvorschubes bei ständiger Schwenkung des Schaufelradträgers um etwa 45° oder mehr (Abb. 1).

— Ein gewisser Nachteil der amerikanischen Bauart besteht nach unseren deutschen Begriffen vielleicht darin, daß der Schaufelradträger und das rückwärtige Auslegerband nicht unabhängig voneinander schwenkbar eingerichtet sind. Die Aufnahmestelle des Abraumes durch das Schaufelrad und die Abwurfstelle desselben auf der Kippe müssen daher immer auf einer durch den Schwenkpunkt des Baggers gehenden Geraden liegen. Im deutschen Braunkohlen-Tagebau sind die vom Abraum zurückzulegenden Wege vollkommen andersartig. — Die Aufnahmestelle des Abraumes durch den Bagger und die Absetzstelle auf der Kippe werden meist von zwei räumlich weit voneinander getrennten Geräten erledigt, die nur durch Abraumzüge in Förderverbindung stehen, während im Steinkohlen-Tagebau Amerikas Bagger und Abraumzüge gleichzeitig in einem einzigen Großgerät vereinigt sind (Abb. 3 und 5). — Dieser grundsätzliche Unterschied im Bagger- und Fördervorgang des Kohlentagebaues in Deutschland und in Amerika rührt z. T. daher, daß die Steinkohlenflöze in Amerika meist nur 1,5 bis 2 m Mächtigkeit besitzen, während die Braunkohle in Deutschland in der Regel bis zu 10 m und in manchen Fällen noch weit höher ansteht. — Auch bei den im Braunkohlen-Tagebau im Durchschnitt wesentlich größeren Abraummassen bis zu 50 und 80 m Mächtigkeit machen eine viel ausgedehntere Anlegung des ganzen Tagebaues notwendig und die bereits erwähnte Einrichtung des Verkehrs von Abraumzügen nach der Kippe erforderlich, was im amerikanischen Steinkohlentagebau durchaus nicht nötig ist, wodurch naturgemäß eine großzügige Vereinfachung des ganzen Betriebes entsteht.

Die Einziehbarkeit bzw. Ausschiebbarkeit des insgesamt rd. 21 m langen Schaufelradträgerbandes von etwa 10 m, läßt eine genügend weitgehende Einstellung des Schaufelrades zu, um eine Abbauarbeit des Abraumes im Frontal-Blockverfahren zu gewährleisten. — Die Gewichtsverteilung auf beiden Seiten vom Schwenkmittelpunkt (Abb. 5) des Baggers macht es möglich, ohne zusätzliche Gegengewichte auszukommen, da das Schaufelrad mit Antrieb und dem Schaufelradträger einerseits und das weit über die Kippe hinausragende Auslegerband sich gegenseitig im Gleichgewicht halten, so daß auch beim Fahren und Schwenken des ganzen Baggers eine ausreichende Standsicherheit gewährleistet ist.

Grenzen für die Abraumbeseitigung

Die Notwendigkeit der Einführung einer neuen, zweckmäßigen und wirtschaftlichen Methode für die Abraumbeseitigung bei der Tagebaugewinnung der amerikanischen Steinkohle besteht in der Hauptsache darin, Abraummassen von etwa 25 m und mehr Mächtigkeit zu beseitigen. — Die drei Hauptziele der Tagebau-Untersuchungen der United Electric Coal Cies zur Möglichkeit des Einsatzes

neuzeitlicher Abraumbeseitigungsmethoden und der zugehörigen Geräte sind folgende:

1. Abraumbeseitigung bis zu 25 m Mächtigkeit bei gleichzeitiger Verkipfung in möglichst großer Entfernung von der Gewinnungsstelle, um Betriebsstörungen durch gelegentliche Kippenrutschungen nach Möglichkeit auszuschließen und einen verhältnismäßig breiten Tagebaustreifen zwischen der Bagger- und der Kippen- seite zu erhalten, damit genügend Platz für die Geräte zur Gewinnung der Steinkohle übrigbleibt (Abb. 3).

2. Die Abraumförderkosten je m^3 sind möglichst niedrig zu halten, um wirtschaftliche Vergleiche mit anderen leistungsfähigen Tagebaugeräten durchführen zu können.

3. Bei dem gewählten Gerät für die Hauptmasse des zu beseitigenden Abraumes muß ein Abraumstreifen von mäßiger Höhe als Rest übrigbleiben, so daß ein zweites, ebenfalls leistungsfähiges Begleitgerät: Löffelgroßbagger oder Schleppschaufelbagger unter voller Ausnutzung im Tandembetrieb eingesetzt werden kann. Im Laufe der letzten Jahre sind von der Grubenverwaltung der United Electric Coal Cies hinsichtlich Wirtschaftlichkeit und technischer Brauchbarkeit vergleichende Untersuchungen über eine ganze Reihe der nachstehenden Geräte und selbst einzelner ungewöhnlicher technischer Möglichkeiten für die Abraumbeseitigung in der Praxis durchgeführt bzw. beobachtet worden:

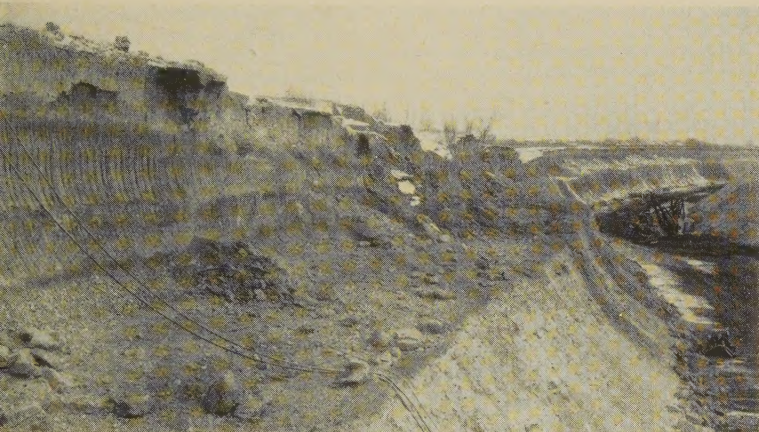


Abb. 4. Blick in den Tagebau bei Cuba (Illinois) im Januar 1955, in welchem der Abraum in zwei Schnitten beseitigt und die Sohle des Kohlenflözes (etwa 1,3–1,5 m Mächtigkeit) freigelegt ist. Im Hintergrund der zur Aufnahme der Kohle bestimmte Löffelbagger.

1. Anwendung von Löffelgroßbaggern (Anschaffungspreis durchschnittlich rd. 6 Mio. DM), um damit monatlich eine Abraummasse von wenigstens $750\,000\,m^3$ zu beseitigen mit einem Standardlöffel von 30 bis $35\,m^3$ kann Abraum bis zu einer Mächtigkeit von etwa 18 m oder etwas mehr in Ausnahmefällen gefördert werden. Bei wesentlicher Überschreitung dieses Maßes geht die Förderung der gewonnenen Abraummenge wieder allmählich zurück, und zwar infolge der Notwendigkeit einer genauen Anortbringung des Materials und wegen der längeren Schwenkwege. Ferner gehen die Förderleistungen auch dadurch herab, weil häufigere Pausen wegen Reparaturen und Überholungen usw. eingelegt werden müssen.

2. Anwendung von Schleppschaufel-Schreitbaggern, die noch beweglicher als die Löffelgroßbagger sind, aber andererseits bei gleichem Dienstgewicht kaum mehr Abraum in der Zeiteinheit bewältigen und höhere Ausgaben für die Antriebsmaschinen erfordern. Erfahrungen über die Betriebskosten zeigen, daß ein $20\,m^3$ -Bagger

monatlich etwa bis zu $500\,000\,m^3$ Abraum von etwa 16 bis 17 m Mächtigkeit fördern kann und daß ein etwas größeres Gerät mit $22,5\,m^3$ -Eimer bei 21 m Abraumstärke noch mehr als $500\,000\,m^3$ leisten kann, was wohl als oberster Grenzwert anzusehen ist.

3. Hydraulische Förderung. Dieses Abspülen mit starkem Wasserstrahl von hohem Drucke, welches auch in

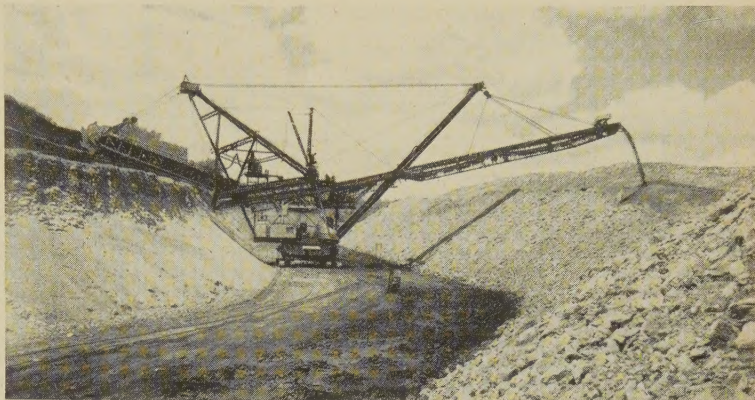


Abb. 3. Gesamtansicht des Schaufelradbaggers im Tagebau bei Cuba (Illinois). Schaufelrad (links) fast ganz vorgeschoben und angehoben.

anderen Betriebszweigen und unter Tage angewandt wird, ist wegen zu hoher Kosten aufgegeben worden.

4. Das Hindurchziehen eines pflugartigen Gerätes durch den Tagebau, ähnlich wie diese bei der Anlage von Gräben und Planierungsarbeiten auf der Abraumkippe in Deutschland angewandt werden. — In einer amerikanischen Kohlengrube wurde dieses Verfahren versuchsweise ausprobiert, jedoch bald wieder eingestellt. Diese Methode ist nur für kurze Förderstrecken und bei niedrigen Abraumstärken zweckmäßig und wirtschaftlich.

5. Durch Verwendung von Abraum-Transportwagen mit größerem Fassungsvermögen ist auf einer weiteren Grube ein Versuch durchgeführt worden, jedoch ohne wesentlichen Erfolg, so daß keine größeren Anlagen damit ausgestattet worden sind.

6. Durch den Einsatz von Kabelschrapern, die sich sonst in Amerika für größere Erdbewegungen einer bevorzugten Beliebtheit erfreuen und z. B. in sehr großen Stückzahlen für Flutschutzbauten am Mississippi und anderen Hauptströmen der USA zur Hochwasserbekämpfung mit bestem Erfolge eingesetzt werden. — Diese mit den Kabelbaggern verwandten Geräte mit Spannweiten von 300 bis

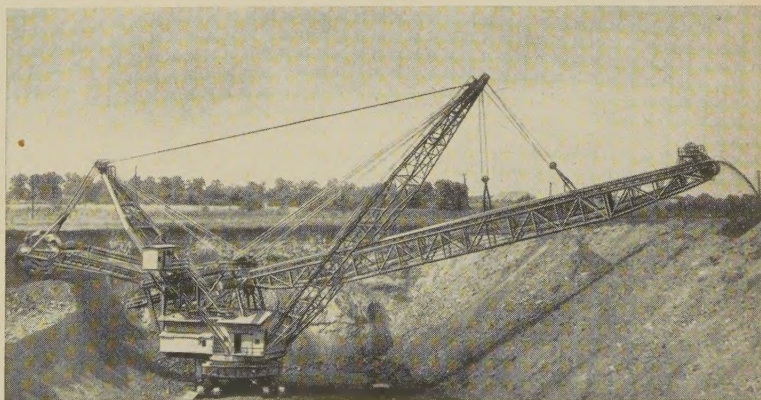


Abb. 5. Gesamtansicht des Schaufelradbaggers der United Electric Coal Cies bei der Beseitigung der oberen Abraumsschichten. Links die Baggerseite, rechts die Kippe (Halde).

etwa 500 m sind zwar für die Förderung leichter Sand- oder Erdmassen auf größere Entfernungen sehr gut geeignet, versagen aber beim häufigen Auftreten von größeren eingebetteten Steinen oder gar beim Auftreten von Felsen usw. — Auch geht die Möglichkeit, damit auf größere Entfernungen zu fördern, auf Kosten der geringeren Beweglichkeit und damit der Förderleistung. — Außer den erwähnten Einsatzmöglichkeiten für Dammaufschüttungen sind einzelne Geräte zur Abraumbeseitigung im Staate Nord-Dakota zwecks Freilegung von Braunkohlenflözen mit gutem Erfolg aufgestellt worden. In diesen nördlichen Gegenden der USA ist der Abraum ziemlich leicht förderbar und meist frei von größeren Steinen oder Felsbarren usw.

7. Abraumförderung durch Bandanlagen. — Von allen Methoden zur Förderung von Abraum größerer Mächtigkeit nach der Kippe erschienen bei größeren Entfernungen Bandanlagen als besonders einfach und wirtschaftlich und für wechselnde Linienführungen leicht umstellbar. — Abraumförderung durch das Transportband ist ein Standardvorgang und ist namentlich für umfangreiche und gleichmäßige Massen geeignet, wodurch die Förderkosten allmählich absinken. Im Steinkohlentagebau setzt sich das Fördergut meist aus Mischungen von Erde, Sand, Kies, Ton und gelegentlich auch Steinen verschiedener Größe und Härtegrade zusammen, zuweilen kommen auch Einbettungen größerer Steine bis zu etwa 1,5 t Gewicht vor. Überdies muß im Winter bei starkem Frost mit gefrorenen Erdklumpen in Stücken bis zu etwa 1 m Kantenlänge gerechnet werden, die aus der Umgebung herausgebrochen werden müssen. — Bei Versuchen konnte auch festgestellt werden, daß das Transportband nahezu alle möglichen Lasten tragen konnte, wenn die Tragrollensätze kräftig genug gebaut und nahe beieinander angeordnet waren. Besondere Vorkehrungen, um harte Stöße von schweren und zugespitzten Steinen abzufangen, sollen später erwähnt werden.

Nachdem aus den vorstehenden Beispielen von Förderanlagen für Abraum die Bandförderung auf Grund der angestellten Versuchsausführungen am wirtschaftlichsten gefunden wurde, kam eine weitere Wahl über das Lösen des Gutes, den „Baggervorgang“ in Frage, da die Abraumbeseitigung beide Begriffe zusammen umfaßt. Für die Loslösung des Gutes aus seiner Umgebung können zwei verschiedene Arten unterschieden werden, und zwar „intermittierender“ (aussetzender) und „kontinuierlicher“ (stetiger) Baggerbetrieb. Die zuerst genannte Arbeitsweise wird durch den Löffelbagger, Schleppschaufelbagger und ähnliche Baggergeräte verkörpert; die zweite Gruppe durch die Eimerkettenbagger, Schaufelradbagger und pflugartig arbeitenden Geräte.

Bei den intermittierend arbeitenden Baggern in Verbindung mit Transportbändern zur Weiterförderung tritt der Nachteil auf, daß zunächst vom Baggerlöffel oder -eimer in einen Zwischenbunker geladen werden muß, welcher mit einer Bandaufgabevorrichtung ausgerüstet ist. Um eine gleichmäßige Bandbeschickung auch innerhalb der Leerlaufzeiten des Baggers zu erreichen, muß das Fassungsvermögen dieses Bunkers mindestens doppelt so groß wie der Baggerlöffelinhalt sein und die Aufgabevorrichtung muß ziemlich stabil ausfallen. Beim Arbeiten in zähem Ton oder ähnlichem klebrigem Material werden sich verhältnismäßig rasch Verstopfungen an den Bunkerverschlüssen bzw. Auslässen oder an der Aufgabevorrichtung einstellen, die zu Betriebsstörungen führen können. — Ein weiterer Nachteil des Einsatzes von Löffelbaggern oder verwandter Geräte besteht in der verhältnismäßig geringen Grabgeschwindigkeit, welche in der Regel zwischen 45 und 60 m/min liegt und somit kleiner ist als 4 km/h. Diese Tatsache steht im Gegensatz zu anderen Fördergeräten; pflugartige Maschinen graben hingegen mit 150 m/min oder sogar noch mehr. Ein amerikanischer Traktor gräbt in einer Stunde etwa 4000 m² um, und zwar bei einer Tiefe

von etwa 150 cm oder 600 m³/h und kostet ungefähr 10 000 DM. Um demnach eine etwa gleichwertige Förderleistung durch einen Löffelbagger oder ein ähnliches Gerät zu erreichen, würden einige 100 000 DM aufgewendet werden müssen.

Aus all den praktischen und theoretischen Untersuchungen über die Wahl eines geeigneten Grabwerkzeuges ergab sich, daß die kontinuierlich arbeitenden Schneidwerkzeuge folgender Geräte am vorteilhaftesten eingesetzt werden können: Pflug-Traktor (Erdhobel), Eimerkette und Schaufelrad. Die endgültige Entscheidung fiel auf das Schaufelrad, und zwar wegen seiner relativ niedrigen Schnittgeschwindigkeit und vor allem wegen der geringen Anzahl von in Bewegung befindlichen und damit dem Verschleiß unterworfenen Teilen, so daß auch die Unterhaltungskosten, die Beschaffung von Ersatzteilen und die Ausfälle an Betriebszeiten usw. entsprechend niedrig sind. Andererseits hat das Schaufelrad außer der Drehachse keine rotierenden Teile, da das ganze Schaufelrad ein geschlossenes Konstruktionsteil darstellt. Weiterhin ist der Kraftverbrauch des Rades beim Baggern geringer als derjenige einer Eimerkette beim Eimerkettenbagger als Vorgänger des Schaufelradbaggers; schließlich ist auch das Gewicht des Rades erheblich geringer als das der Eimerkette: es beträgt etwa nur $\frac{2}{3}$ derselben, gleiche Förderleistungen vorausgesetzt. — Weiter ist zu bemerken, daß ein Schaufelrad schneller betrieben werden kann, und zwar bis zu einer Umfangsgeschwindigkeit von etwa 180 m/min, im Vergleich von etwa 60 m/min der Eimerkette.

Vorteile des Schaufelradbaggers und Bauart desselben

Um größere Teile der Oberfläche eines Tagebaues bedienen zu können und gleichzeitig erhebliche Baggartiefen erreichen zu können, muß die Schaufelradleiter des Gerätes ständig in einem Kreisbogen ausschlagen können, außerdem muß das Rad heb- und senkbar eingerichtet sein und schließlich vorgeschoben und zurückgezogen werden können, damit die Raupenfahrwerke zwecks Veränderung der Baggerstellung nicht ständig in Tätigkeit zu treten brauchen (Abb. 1). Diese horizontale Verstellbarkeit des Schaufelrades um etwa 10 m wird durch die Schaufelradleiter erreicht und das darin eingebaute Förderband wird in zwei Teile getrennt, von dem der eine Teil in den anderen gleiten kann und einer weiteren Möglichkeit, daß das Schaufelrad im Bedarfsfalle gehoben oder gesenkt werden kann. Vom konstruktiven Standpunkte hat diese Ausziehbarkeit der Schaufelradleiter folgende Vorteile:

1. Höchstmaß an Einfachheit. Bei der Beseitigung des Deckgebirges, wo bei großen Massenbewegungen mit gelegentlichem Vorkommen von Wurzeln, klebrigem Lehm, großen gefrorenen Erdklumpen oder Steinbrocken gerechnet werden muß, ist die Einfachheit der Bauart von größter Wichtigkeit, zumal bei allen Wetterbedingungen ständig 24 Std. während des ganzen Jahres ohne Pause gearbeitet werden muß.

2. Geradlinige Abraumförderung. Diese einfache kurvenlose Linienführung macht es leichter, den Abraum vom Schaufelradträgerband nach dem rückwärtigen Auslegerband und nach der Kippe weiterzuleiten.

3. Geringe Baukosten infolge der vorbeschriebenen Konstruktionsvereinfachung.

4. Nutzlast anstelle von Totlast. Das Schaufelrad mit seinem zugehörigen Träger ersetzt den im amerikanischen Großbaggerbau sonst üblichen Ausleger mit Großlöffel, während der rückwärtige Kippenausleger das erforderliche Ballastgewicht ersetzt, welches im Durchschnitt mehr als 100 t beträgt und nur eine Totlast darstellt. Beim Schaufelradbagger hingegen stellen einerseits der Schaufelradträger und der lange Bandausleger andererseits Gegengewichte füreinander dar und sind demnach nutzbare Lasten, die sich im Gleichgewicht halten. Damit wird diesem Großgerät trotz ziemlich schmaler Grundfläche der Raupenbasis eine ziemlich gute Standsicherheit verliehen (Abb. 3 und 5).

5. Gegenseitiger Kräfteausgleich in der Stahlkonstruktion. Die zwei entgegengesetzten Ausleger des Baggers sind durch kräftige Stahlseile so aufgehängt, daß sie sich gegenseitig ungefähr im Gleichgewicht halten. Dieser Kräfteausgleich vermindert andererseits die Spannungen in der Konstruktion und läßt eine Verkleinerung der Anzahl der Abstützungen im schwenkbaren Teile des Oberbaues — Auch nach einer Möglichkeit einer getrennten Schwenkbarkeit des Oberbaues, und zwar für den Schaufel-

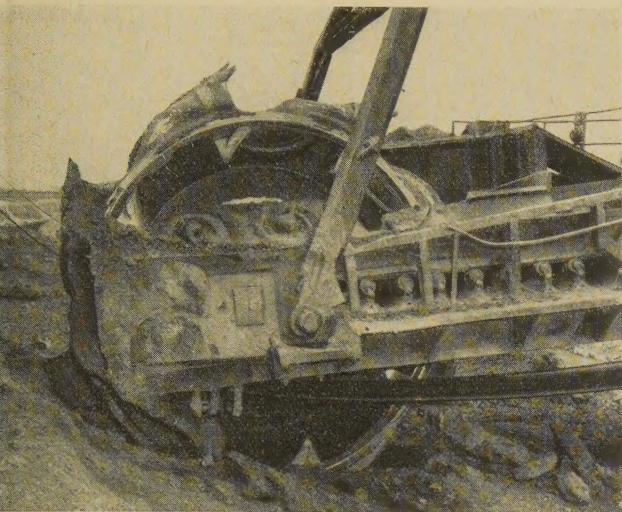


Abb. 7. Zellenloses Schaufelrad für den Schaufelradbagger der United Electric Coal Cies.

träger und das Abwurfband wurde von den amerikanischen Konstrukteuren Ausschau gehalten, aber der Gewinn mit dieser unabhängigen Schwenkbewegung war zu gering, um verwirklicht zu werden, da die damit verbundenen Mehrgewichte an Bauteilen zu erheblich gewesen wären. Die getrennte Schwenkbarkeit der beiden Teile des Oberbaues ist im deutschen Braunkohlentagebau notwendig, da laufend die Abraumzüge in verschiedenen Stellen beladen werden müssen, während in Amerika der Ab-

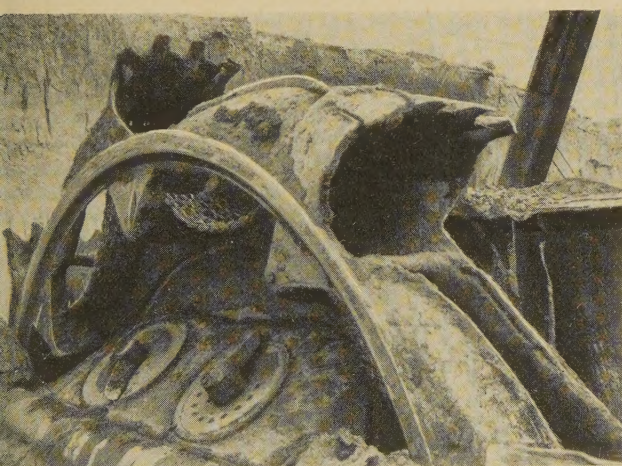


Abb. 8. Aufsicht auf das zellenlose Schaufelrad von 6,6 m Durchmesser der United Electric Coal Cies mit zwei mechanisch angeordneten, rotierenden Säuberungsflügeln, welche nach Art der Scheibenwischer das Fördergut nach dem Schaufelradband weiterleiten und die Schrägrutsche säubern. Umfangsgeschwindigkeit des Rades bis zu etwa 10 U/min.

um unmittelbar auf der Kippe verstürzt wird, die ständig auf der gegenüberliegenden Seite des Baggervorganges abgebaut wird (Abb. 3). — Diese ersten Überlegungen über konstruktive Anordnungen beim Bau von Schaufelradbaggern wurden bereits im Jahre 1943 getroffen und der erste Bagger im Jahre 1944 damit in Betrieb gesetzt.

Die Probleme der Förderbänder. Die ersten Schaufelradversuche der Baggeranlage bei Cuba (Illinois) ergaben

bereits, daß beim Einbau der erforderlichen Förderbänder eine ganze Reihe von Problemen durchdacht und gelöst werden mußten, die sich bei der Zusammenarbeit von Schaufelrad und den Bändern ganz anders herausstellten, als dies zuvor angenommen wurde. — So wurde z. B. bei Beginn der Bandförderung zunächst gelber Lehm oder Ton mit dem Schaufelrad gefördert. Dieses z. T. klebrige Gut mußte von den Schaufeln auf das daneben liegende Schaufelradförderband übergeleitet werden (Abb. 7—9) und es war

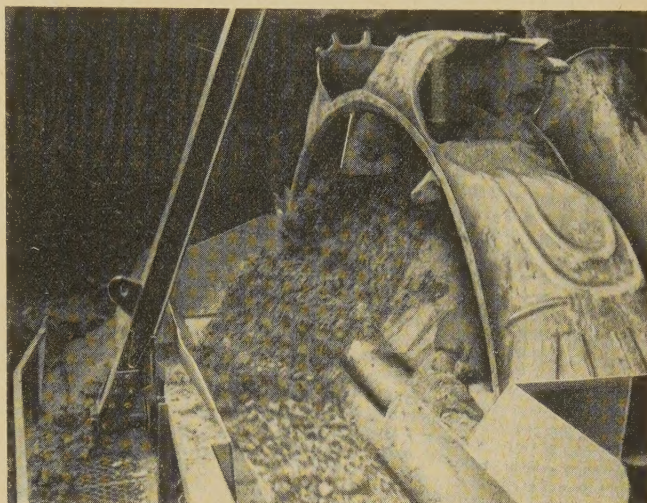


Abb. 9. Teilansicht des Schaufelrades des Schaufelradbaggers der United Electric Coal Cies mit Aufgabewalze und schräger Rutsche auf das Transportband.

zunächst eine schräge Rutsche mit 60° Neigung dafür vorgesehen. Auch war gedacht, daß das Material aus geringer Höhe auf das Band gleiten würde. Ein Teil des Lehms nahm den gewünschten Weg, aber der andere Teil verstopfte die Zugänge zum Band und bildete einen Damm, verhinderte den weiteren Zustrom von Fördergut und verursachte Störungen. — Ein Glattpolieren zwecks Verminderung der Reibung führte nicht zum Ziele; die Anwendung von nichtrostendem Stahl verschaffte einige Besserung, war aber ebenfalls unbefriedigend. Auch eine elektrische Vibrationsbewegung der Rutsche ergab keine Verbesserung, da der Lehm bei starker Schüttelbewegung auf der Unterseite der Rutsche sich festsetzte. Daher wurde vom Einbau der Rutsche vollkommen abgesehen und eine lange glatte Stahlwalze von etwa 45 cm Durchm. zwischen den Ausläufen des Schaufelrades und der Aufgabe dem Band vorgeschaltet (Abb. 9). Die rasche Drehung dieser angetriebenen Walze bewirkte nunmehr die zufriedenstellende Materialaufgabe auf das Band, wobei ein dicht anlegendes Abstreichblech daneben angeordnet wurde. Damit wurde die ungewollte Anhäufung von Fördergut an falscher Stelle verhütet und die Störung behoben.

Im Laufe der weiteren Bandförderversuche waren noch folgende Einzelprobleme zu lösen:

1. Die Übergabe von größeren Steinbrocken bis zu 1,5 t Gewicht von einem Band auf das nächste.
2. Die Förderung von nassem Gut bei Temperaturen unter dem Nullpunkte.
3. Die Verhütung des Rückwärtsrollens und Aufprallens von größeren Steinen bei geneigten Förderstrecken.
4. Die Erreichung der doppelt so hohen Bandgeschwindigkeiten als dies bisher üblich war.
5. Die Einhaltung des Geradlaufes der Bänder, um dadurch eine Zerschneidung der Bandränder oder sonstige Beschädigungen zu vermeiden.
6. Feststellung, welche Höchstmenge zu Beginn der Förderung auf ein Band übergeladen werden kann.
7. Ausprobierung, wie die Laufrollensätze für die Bänder am zweckmäßigsten konstruiert werden müssen, um große spitze Steinbrocken usw. ohne Zerstörungen des Bandes weiterzufördern.

8. Die günstigste Wahl der Lage des Antriebes für das lange, rückwärtige Auslegerband zu finden.

Materialübergabe von Band zu Band. Die fördertech- nische Übergabe von einem Band auf das nächste bei Material aus klebrigem Ton, großen Steinen usw. bot keine bereits fertige Lösung und wurde daher neu durch- dacht und geprüft.

Das gebräuchliche Mittel der Fördergutüberladung normaler Bandantriebe sind Umführungsrollen von 900 oder 1200 mm Durchm., hoch genug über der Antriebs- scheibe des folgenden Bandes gelagert, so daß das untere Bandtrum des ersten Bandes nicht mit dem oberen Strang des zweiten Bandes, sowie dessen Nutzlast in Berührung kommt. Dies ist leicht verständlich; wenn jedoch große Steinbrocken bis zu 1 m Kantenlänge zur Überladung von Band zu Band gelangen sollen, müssen derartige Blöcke im Gewicht bis zu 1500 kg bei einer Geschwindigkeit von über 2 m/s eine Fallhöhe von etwa 2 bis 3 m zurück- legen. Es war dabei zu befürchten, daß im Dauerbetrieb durch das dauernde harte Aufschlagen der Steine Zer- störungen an den Tragrollensätzen und der Antriebs- scheiben eintreten könnten und daß die umfangreichen Steinbrocken nicht durch die Stahlkonstruktion der Bänder hindurchpassieren konnten. Um diesen Schwierigkeiten ab- zuhelfen, wurde ein Hilfsband zwischengeschaltet, um das grobstückige Material sanfter vom Band zu fördern und die Auftreffstöße abzumildern; gleichzeitig wurden beson- dere Rollenlager für die Umführungsrollen usw. gewählt.

Schaufelradbetrieb bei Frostwetter. Es trat die Frage auf, wie sich der Förderbetrieb bei festgefrorenem Boden bei einer Frosttiefe von mehreren cm oder dm gestalten würde, da mit derartigen Temperaturen im Norden der USA im Winter oft wochenlang gerechnet werden mußte. — Bedingte Vergleiche konnten in dieser Frage nur mit einem Sandgrubenbetrieb in der Nähe angestellt werden, bei welchem das Förderband mit Wasser besprengt wurde, welches dann gefror und bei Inbetriebnahme als Eisbelag wieder absprang. Selbst wenn ausreichend Wasser vor- handen gewesen wäre, hätte man diesen Weg kaum be- schritten, um die auf der Kippe liegenden Abraummassen zu verwässern. — Inzwischen wurde aber ein neues, mehr chemisches Mittel angewandt, und zwar die Anstrahlung des Bandes mit infraroten Strahlen auf der Unterseite. Dadurch wird Wärme und Licht gut zurückgehalten, so daß später die Bandförderung bei größeren Kältegraden ohne Einschränkung aufgenommen werden konnte.

Erhöhung der bisherigen Bandgeschwindigkeiten. Be- trachtungen über Größe und Gewicht des Bandes führten dazu, die Breite desselben so klein als möglich zu wählen. Wie aus technischen amerikanischen Handbüchern hervor- geht, war die bis dahin höchste Bandgeschwindigkeit etwa 4,5 m/s, jedoch waren in der Regel nur Geschwindig- keiten von 2,5 bis 3 m/s üblich. Zu diesem Zeitpunkt, in welchem die endgültige Wahl der Bandgeschwindigkeiten getroffen wurden, erreichten Nachrichten aus Deutschland die USA, daß sich Bänder bis zu 6 m/s im Dauerbetrieb bewährt hätten.

Eine weitere Frage war zu klären, welche Abraum- menge am Fuße eines Bandes zugeführt werden kann. Dies konnte nur durch Erfahrungen und Ausprobieren ent- schieden werden und hängt in der Hauptsache von der Bauart der Aufgabevorrichtung ab sowie von der Art und Zusammensetzung des Fördergutes. Es wurde gefunden, daß ein etwa 1,2 m breites Band etwa 225 m³/h aufnehmen kann, und zwar bei 5 m/s Bandgeschwindigkeit, demnach bei 10 m/s etwa 450 m³/h.

Entwicklung der Bandrollensätze

Ungewöhnliche Belastungen und auftretende Stöße beim Abraumbandbetrieb erforderten die Wahl von Son- der-Tragrollensätzen auf der Versuchsbaustelle. Die an den Tragrollen eintretenden Brüche und andere Schäden an den Lagern usw. waren ziemlich zahlreich und der erste Gedanke lag nahe, diese Teile schwerer und kräftiger

durchzubilden. Dies war zwar richtig, erhöhte aber das Konstruktionsgewicht und die Kosten erheblich; hingegen war es zweckmäßiger, die Beanspruchungen dieser Teile klarzustellen und die Bauarten verbessern zu suchen.

Die Beanspruchungen der Bandtragrollen sind haupt- sächlich:

1. Die Abstützung des Gewichtes vom Förderband und darüberrollenden Nutzlasten. Der normale Tragrollensatz benutzt Stahlträger als Stützprinzip. Es wurde schließlich eine Zugverbindung durch Ketten und Seilstücke der einzelnen Tragrollensätze in Kettenlinienform gewählt (Abb. 6).

2. Auffangen der Stöße, die von Felsstücken oder großen Steinen ausgeübt werden, und zwar bei Aufgah auf das Band. Durch selbsttätige Einstellung des Rollen- satzes und der Muldung durch den Materialfluß werden alle Teile des Bandes zum gleichmäßigen Tragen her- gezogen und größere Beschädigungen verhütet.

Diese hängende Bauart der Tragrollensätze trägt die artigen ungewöhnlichen Stoßbeanspruchungen Rechnung und wurde von der Ing.-Abteilung der United Electric Coal Cies zum USA-Patent angemeldet. Jeder der 5 Tra-

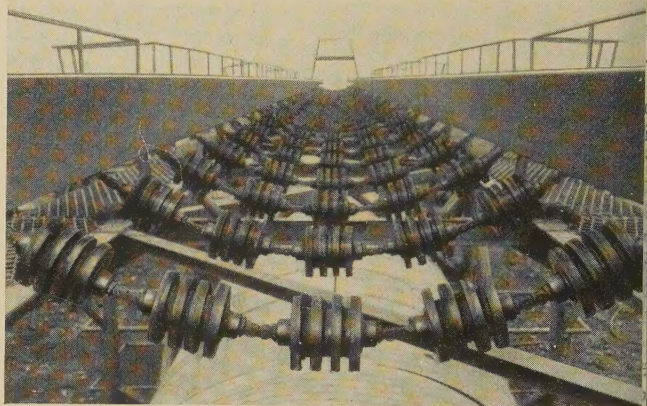


Abb. 6. Neue hängende Tragrollensätze im Bandausleger des Schaufelradbaggers der United Electric Coal Cies.

rollensätze besteht aus 4 schmalen Rollen von je etw 150 mm Breite; alle diese Rollen sind miteinander durch Teile einer Rollenkette gelenkig verbunden und hängen in Form einer Kettenlinie durch. Die Enden sind in beson- deren Haken in der Stahlkonstruktion des Rahmenträgers abgehängt (Abb. 6).

Die Vorteile dieser Rollenordnung sind die folgende:

1. Jeder Tragrollensatz pendelt gemäß dem auf d Band ausgeübten Druck aus und sorgt für eine gleich- mäßige Verteilung der Stöße.

2. Jeder vollständige Tragrollensatz wiegt etwa 45 kg, wohingegen das normale Gewicht eines solchen etwa 90 kg in mittelschwerer Ausführung beträgt.

3. Die Gesamtkosten für diese Tragrollenlagerung sind ungewöhnlich niedrig.

4. Zwei Bedienungsleute können diese neuartigen Tra- rollen im Bedarfsfalle rasch auswechseln, während sonst dieser Austausch mit den bisherigen Rollensätzen wesent- lich mehr Zeitaufwand erforderte.

5. Das Förderband spurt außerdem wesentlich besser als dies sonst bei der normalen Bauart der Fall sein konnte. Bei der früheren Bauweise halfen nämlich nur die se- lichen Rollen zur Geradföhrung des Bandes und das Haupt- gewicht ruhte auf den Mittelrollen, welche keinen Anteil an der Geradföhrung besaßen.

6. Die Form der durchhängenden Kettenlinie kann durch Schraubenverbindungen etwas verstellt werden, so daß für das Band eine gleichmäßige sanfte Mulde ge- bildet wird.

7. Die Tatsache, daß eine gleichmäßigere Bandföhrung erzielt wird und daß gleichzeitig diese Rollen den großen

einen usw. Durchlaß gewähren, verhindert auch ein Zurückrollen von größeren Brocken des Fördergutes.

8. Die stählerne Stützkonstruktion des langen Abwurfendes ist verhältnismäßig einfach; sie besteht in der Hauptsache aus zwei kräftigen Rohrstücken auf jeder Bandseite, an welchen die Tragrollensätze an dem Ende der Kettenlinie eingehakt werden.

9. Der Raum unterhalb der Tragrollensätze (Abb. 6) ist vollkommen offen, so daß sich keinerlei Schmutz oder Fremdstoffe anhäufen können.

10. Die Berührungsflächen zwischen den Tragrollen und dem Förderband sind wesentlich vergrößert worden, da sich infolge der Kettenlinienform, in der die Rollen hängen, eine weitgehende Anpassung zwischen diesen auf der Unterseite des Bandes ergibt. Da alle Rollen sich in ständiger Drehbewegung befinden, so können keine Ansammlungen von Fremdkörpern oder Staub stattfinden. Auch das Einfrieren der Rollensätze wird durch die stetige Bewegung der Rollen unterbunden.

Schaufelradprobleme

Eine der Hauptfragen bestand darin, in welcher Weise den Abraum eingebettete Felsen oder größere Steine entfernt werden könnten. Das Gewicht des Rades beträgt etwa 30 t; es dreht sich verhältnismäßig langsam, aber es trifft jedesmal einen ziemlich harten Schlag, wenn es auf den vorhergesehenen Grabwiderstand stößt und dann kurz anhält. Dies liegt z. T. an dem verhältnismäßig niedrigen Gewicht und der geringen Massenträgheit des Antriebsmotors nebst Zubehör. Durch diesen großen Unterschied zwischen den bewegten Massen wirkt das Schaufelrad wie ein Schwungrad, welches den Elektromotor und Getriebe mit durchzieht. Besonderes Augenmerk mußte daher auf die Wahl eines geeigneten Kupplungssystems gerichtet werden, welches diese beiden mechanischen Hauptteile des Baggers in der Drehbewegung miteinander verbindet. Nach eingehender Prüfung aller vorhandenen Kupplungstypen wurde eine Druckluftkupplung (System „Fawick“) gewählt und damit dem Baggerführer die erforderliche Feinfühligkeit bei der Steuerung in die Hand gegeben.

Schaufelradantrieb. Dieser war zunächst mit dauernden Betriebsstörungen verbunden. Da aber der Gesamterfolg des Baggerbetriebes von einem einwandfrei und überarbeitenden Antrieb abhängt, wurden alle nur möglichen bekannten Arten von Zahn- und Schneckenradbauten durchprobiert. Ursprünglich verwendete man Stirnräder und ein großes an das Schaufelrad angeschweißtes Kegelrad. Dabei mußte große Beachtung dem genauen Parallelismus dieser Antriebszahnäder des Schaufelrades geschenkt werden. Während z. B. beim Antrieb von Motor-Generatorsätzen mit dieser Verzahnungsart nur geringe Erfahrungen gesammelt worden waren, rührten die Störungen wohl hauptsächlich von der Lagerung der Gebeine auf einer Basis her, die nicht den Deformationen der Stahlbauteile unterworfen war und bei größeren Beanspruchungen eine mehr oder weniger merkliche Verbiegung der Bauteile aufzuweisen hat. Diese Frage der Lagerung des Antriebes mußte daher gründlich geprüft werden. Zunächst waren der Antriebsmotor und die Zahnäderübertragungen auf die Konstruktion des Schaufelradträgers aufmontiert; bei Verwindung des Gerüsts oder wenn das Rad im Aufschlagen auf einen Felsen einen Schlag erlitt, wurde die Getriebeachse etwas deformiert und der Eingriff der Zahnäder war nicht mehr einwandfrei und es entstanden Klemmungen in den Lagern usw. Daher wurde nunmehr das Schaufelrad samt dem damit verbundenen großen Kegelrad auf ein Rohrstück aufgesetzt und dieses nur mit dem Antriebsmotor nebst Zahnradvorgelege ebenfalls anmontiert. In diesem Falle nimmt nun das Rohrstück auf der Schaufelradachse nicht mehr an den durch die Belastungen verursachten Verwindungen usw. teil; es dient als Basis des Schaufelrades und als Unterstützung des Antriebes.

Beim normalen Schaufelrad mußte zunächst der Abraum von der oberen Seite der Schaufel (Abb. 7—9) nach der inneren Seite gelangen, die die einzige noch offene Seite war. Zuerst wurde eine Art von Eimer eines Eimerseilbaggers mit 2 offenen Seiten und einer halben offenen dritten Seite gewählt. Im Scheitelpunkt des Schaufelrades wurde die Schaufel mit der offenen Seite umgekippt und das Material nach der Kippe über das Auslegerband weitergefördert.

Reinigung der Schaufeln

Eine der Hauptschwierigkeiten bildete die Anhäufung zurückbleibenden Abraumes an den Wänden der Schaufeln. Selbst wenn nur etwa 3 cm in jeder Schaufel bei der Entleerung zurückbleiben, so bilden diese bei 3 U/min bereits eine Schicht von etwa 9 cm in der Innenfläche der Schaufel und machen demnach in 10 Minuten bereits 90 cm aus und stellen einen beträchtlichen Teil des Abraumvolumens dar. Um diesen Ausfall an Fördergut zu verhüten, wurden die Schaufeln zunächst mit Blechen aus nichtrostendem Stahl ausgeschlagen und andere Mittel zur Behebung dieses Übelstandes angewandt. Ferner wurde zunächst eine weitgehende Reinigung der Schaufeln von Hand angeordnet. Dies dauerte etwa 2 bis 3 Stunden am Tag oder 50 bis 70 Stunden im Monat, bildete also einen nicht zu unterschätzenden Arbeitsaufwand. Weiter fand man heraus, daß der Abraum an einer ziemlich heißen Schaufeloberfläche weniger anhaftet, besonders dann, wenn die Erhitzung so stark ist, daß man die Hand nicht mehr auflegen kann. Auch wurden noch einige Bauarten von Reinigern versucht, die in die Schaufeln ein- oder angebaut wurden. So z. B. mit rotierenden Bürsten; andere besaßen rotierende Messer, ähnlich den Rasenmähern, aber keine dieser Hilfsvorrichtungen arbeitete zur vollen Zufriedenheit. Die Endlösung bestand schließlich darin, den Rücken der Schaufeln mit einer Matte von kräftigen Kettenstücken zu armieren. In dieser Lage bilden die Ketten eine Form von Außensegmenten eines Kreises (Abb. 7 u. 8), welche ihre Hängelage bei jeder Umdrehung des Schaufelrades zweimal wechselten. Durch diese ständige Bewegung der Kettenstücke wird das anhaftende Fördergut losgelöst und abgeworfen, wobei auch bei größeren Schaufelradumdrehungen die Fliehkraft ihre Wirkung ausübt. Diese ausprobierte Methode hat bisher zur vollen Zufriedenheit gearbeitet und eine gute Entleerung der Schaufeln bewirkt.

Fördergutabgabe von der Schaufel auf das Band. Die Frage der Erhöhung der Förderleistung bzw. der Umfangsgeschwindigkeit des Schaufelrades liegt in der Übergabe des Abraumes von den Schaufeln auf das Förderband. Daher mußte zum Auffangen des herabgleitenden Fördergutes eine Vorrichtung unter den Schaufeln vorgesehen werden, welche die mechanische Weiterleitung auf das Band ohne Störung übernehmen konnte, damit kein Fördergut neben das Band seitlich herausfällt. Die erste Lösung war eine innerhalb des Radkörpers feststehende Schürre unterhalb der obersten Schaufeln; diese wurde nicht vom Rade herumgeführt. Mit anderen Worten, sobald das Material aus der Schaufel herausgefallen war, war es von jeder Weiterleitung durch das Schaufelrad frei, daher konnte auch die Auskippszeit um die Hälfte gesenkt werden. Dieser Übergang deutet auf die Bauart des „zellenlosen Schaufelrades“ hin. Ein weiterer Vorteil war die Anpassung einer geeigneten Reinigungsvorrichtung, aber es dauerte einige Zeit, bis eine solche gefunden war.

Reinigungsvorrichtung für die Aufgabeschürre. Es wurde zunächst versucht, ein Aufgabebloch von ungefähr rechteckiger Gestalt einzubauen und dieses durch eine Vor- und Rückwärtsbewegung zwecks besserer Aufgabearbeit auszugestalten. Diese hydraulisch betriebene, dauernd sich bewegende Vorrichtung bewährte sich aber in keiner Weise, und eine endgültige, dabei praktische Lösung wurde durch Zufall gefunden, indem ein kleiner Elektromotor mit Antrieb auf der rückwärtigen Seite des Rutschbleches angebracht wurde. Die Antriebswelle wurde durch das Blech etwa in der Mitte hindurchgesteckt und an dieser

eine flügelartige Wischvorrichtung, nach Art der Scheibenwischer für die Windschutzscheibe für Kraftwagen, angebracht. In zweifacher Ausfertigung (Abb. 7 u. 8) befinden

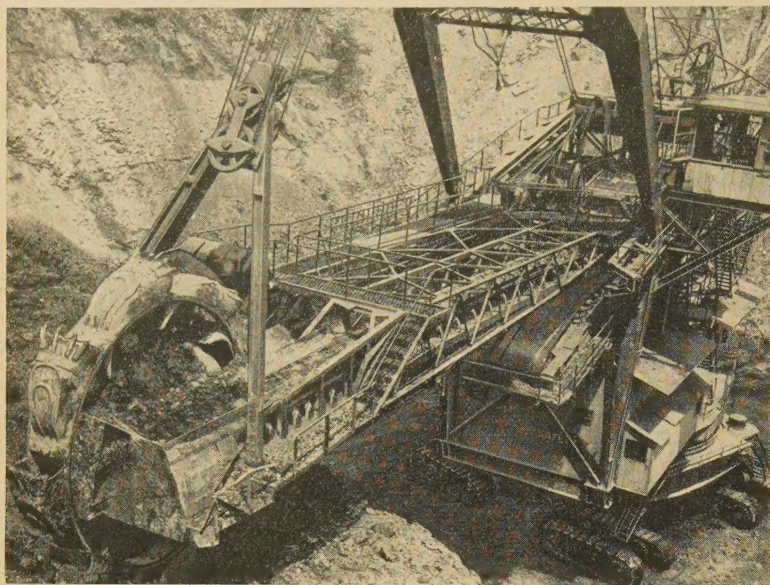


Abb. 10. Vorderansicht des Schaufelradbaggers der United Electric Coal Cies im Tagebau zu Cuba (Illinois) mit dem einziehbaren Schaufelradträger und Baggerführerhaus (rechts).

sich diese Wischer in dauernder gegenläufiger Rotation und leiten das von den Schaufeln des Rades herabfallende Material nach dem Förderband weiter. Durch diese praktische Vorrichtung wurde eine Reinigung des Schurrenbleches und ein günstiger Durchfluß des Abraumes erzielt.

Abraumbeseitigung durch das Schaufelrad. Die amerikanischen Schaufelradbagger arbeiten in der Regel mit Tandembetrieb mit Löffelgroßbaggern zusammen; die ersteren nehmen die obere Abraumdecke fort, die zweiten die unterste, meist sehr harte Abraumschicht über dem Kohlenflöz. Für diese Arbeitsteilung gibt es verschiedene Gründe: Seit über 20 oder mehr Jahren waren die Löffelgroßbagger bereits im Tagebaubetrieb eingesetzt, aber sie besaßen meist nicht die nötige Reichweite, um den Abraum weiter nach hinten auf der Kippe in der erforderlichen Höhe zu verstürzen (Abb. 3 u. 5). Deshalb wurde der Schaufelradbagger hinzugenommen, der diese Förderbedingung erfüllen konnte und damit die Freilegung des Kohlenflözes in einem breiteren Streifen bewerkstelligte. Zweitens ist dicht über der Steinkohle fast stets eine harte Felsschicht oder eine Lage von groben Steinen vorhanden, für deren Abbau der Löffelgroßbagger allein das richtige Gerät zur Abraumbeseitigung darstellt, da diese Aufgabe meist die Reißkraft des Schaufelbaggers übersteigt. Bei dieser Schaufelrad-Löffelgroßbagger-Kombination bestehen keine Störungspunkte in der Zusammenarbeit dieser Maschinengattungen, auch nicht mit den im Tagebau anfahrenen Kohleverladewagen. Alle diese Maschinen und Geräte des Tagebaues arbeiten unabhängig voneinander und führen keinerlei unerwünschte Ansammlungen auf dem Kohlenflöz herbei.

Bei jeder Schwenkbewegung des Baggeroberteiles wird der verschiebbare Schaufelradträger vorbewegt, wobei das Schwenkmittel immer das gleiche bleibt (Abb. 5 u. 10), und damit wird ständig die gleiche Schnittstärke der Abraumscheibe erzielt. Bei sehr großer Abraummächtigkeit ist es notwendig, die Kippe möglichst weit nach rückwärts zu verlegen, denn für je 1 m Zulage an Kippenhöhe sind wenigstens 1,25 m Vergrößerung der Abwurfweite zu rechnen, um die normale Schrägböschung der Halde zu erreichen. So ist z. B. bei einer Abraummächtigkeit von 24 m die Kippenhöhe etwa 30 m und der Kippenfuß ist dann etwa 37,5 m vom Rande des Kohlenflözes entfernt. Im Tagebau Buckheart ist die Endrolle des Abraumförder-

bandes etwa 67,5 m vom Schaufelrad entfernt und der Abraum wird durch die Fliehkraft noch etwa 7 bis 9 m weiter über das Bandende hinaus auf die Kippe geworfen, so daß die gesamte Entfernung vom Schaufelrad insgesamt rd. 75 m beträgt. Das Absetzen des Abraumes möglichst weit vom Schaufelrad entfernt hat noch zwei andere Vorteile: Zunächst wird dadurch für den folgenden Löffelgroßbagger ein beträchtlicher Absetzraum gewonnen, so daß der Baggerführer kein besonderes Augenmerk auf diesen Punkt zu richten braucht. Zweitens wird der Abraum des Löffelbaggers so weit vom Saume des Kohlenflözes abgesetzt, so daß bei der späteren Gewinnung des Kohlenflözes durch den Spezial-Löffelkleinbagger keine Beengungen oder Platzschwierigkeiten einzutreten brauchen.

Förderleistung des Schaufelradbaggers

Im Buckheart-Tagebau beträgt die Förderleistung des Schaufelradbaggers etwa 1300 m³/h Abraum. Der früher eingesetzte kleinere Schleppschaufelradbagger mit 9 m³-Eimer und 51 m langem Ausleger — als Vorgänger des Schaufelradbaggers — leistete etwa 300 m³/h. Das neueste Modell mit 19 m³-Eimer fördert etwa 800 m³ Abraum stündlich, und zwar im Tandembetrieb mit einem Löffelgroßbagger. Die Dienstgewichte der 3 vorgenannten Bagger sind:

Schaufelradbagger	900 000 kg.
Schleppschaufelbagger mit 9 m ³ -Eimer	900 000 kg.
Schleppschaufelbagger mit 19 m ³ -Eimer	1 090 000 kg.

Große Absetzweite des Schaufelradbaggers

Zusätzlich zu seiner größeren Abraumförderleistung kann der Schaufelradbagger das Material auch weiter auf der Kippe absetzen. Die äußerste Entfernung bei aus gezogenem Schaufelrad ist etwa 108 m, und zwar gemessen von den Zahnsitzen der Schaufeln bis zum Ende des Auslegerbaggers. Bei zurückgezogenem Schaufelrad ist die Entfernung nur etwa 102 m, im Mittel also 105 m. Mit einem Löffelgroßbagger von 30 m³ Löffelinhalt wird der Abraum bis zu einer Entfernung von 62 m weit bewegt, wenn der Löffel um 180° ausschwingt; bei einem kleineren Schwenkwinkel wird die Ausschüttentfernung entsprechend verringert. Auf Grund dieser Entfernungen ist die Förderleistung wie folgt:

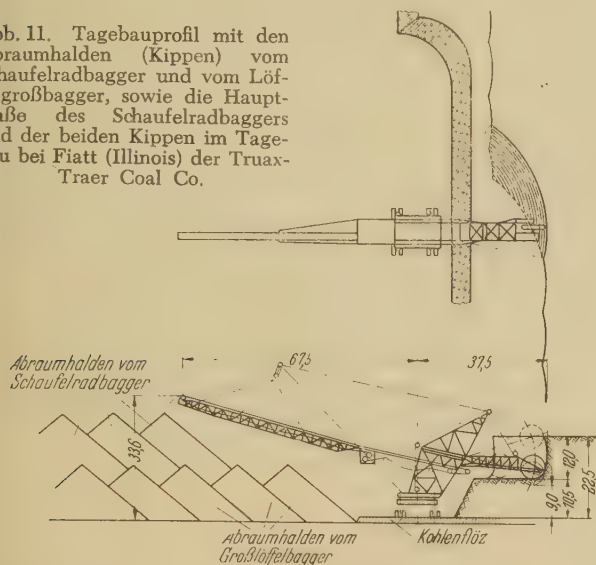
Gerät	Förderleistung	Entfernung der Abraumbewegung	Produkt: Leistung × Weg
Schaufelradbagger (Buckheart-Tagebau)	1300 m ³ /h	105 m	136 500
Löffelgroßbagger mit 30 cbm Löffelinhalt	1010 m ³ /h	62 m	62 620

Neue Ausführung eines Schaufelradbaggers (1955) der Truax-Traer Coal Co.

In der Erwägung, daß die verhältnismäßig leicht zu fördernde Steinkohle im mittleren Westen der USA von Jahr zu Jahr mehr verschwindet und daß die Mächtigkeit der Abraumdecken ständig zunehmen, hat sich auch die in den Tagebaubetrieben Amerikas in ähnlicher Weise wie die United Electric Coal Cies bekannte Truax-Traer Coal Co. und zahlreiche Steinkohlen- und Braunkohlentagebaubetriebe betreibt, entschlossen, im Staate Illinois in der Nähe von Piatt einen Schaufelradbagger aufzustellen. Das Tagebauprofil sowie die Hauptabmessungen und die Arbeitsmaße des Baggers sind aus Abb. 11 zu entnehmen. Die Abraumverhältnisse waren vor etwa 2 Jahren auf der Grube wie folgt: Als die Deckgebirgsmächtigkeit der Höhe von 15 bis 25 m erreichte und zu überschreiten drohte, waren zunächst 2 Großgeräte in Betrieb, und zwar ein Löffelgroßbagger und zu seiner Unterstützung ein

Schleppschaufelschreitbagger, der den einen Teil des gewonnenen Abraumes weiter rückwärts verstürzen sollte, um ausreichenden Platz für die Arbeiten im Tagebau zu gewinnen. Bei noch weiterem Anwachsen der Abraum-

Abb. 11. Tagebauprofil mit den Abraumhalden (Kippen) vom Schaufelradbagger und vom Löffelgroßbagger, sowie die Hauptmaße des Schaufelradbaggers und der beiden Kippen im Tagebau bei Fiatt (Illinois) der Truax-Traer Coal Co.



mächtigkeit wurde noch ein zweiter Schleppschaufelbagger eingesetzt, so daß nunmehr 3 Großgeräte nebeneinander arbeiteten und sich z. T. gegenseitig behinderten, von denen das letztgenannte Gerät lediglich mit der Beseitigung des von den beiden anderen Geräten abgebagerten Abraumes beschäftigt war. Ein derartiger Betrieb stellte sich naturgemäß zu teuer und unwirtschaftlich und es war daher an der Zeit, nach einer zweckmäßigeren Abbaumethode Ausschau zu halten. Nach längeren Überlegungen und nach Erkundung bei anderen Grubenbetrieben wurde schließlich ein neuer Schaufelradbagger bei der bekannten Bucyrus-Erie Co. (Milwaukee) in Auftrag gegeben, der die verbilligte Kohlenfreilegung gemeinschaftlich mit dem Löffelgroßbagger übernehmen sollte. Die Inbetriebsetzung dieses neuen Gerätes Modell 954 WX geschah am 15. November 1954, und seit diesem Zeitpunkt hat die Maschine ohne Unterbrechungen zur besten Zufriedenheit gearbeitet. Das mechanische Grundprinzip ist ziemlich einfach: Ein mit Schaufeln besetztes Rad dringt bei seiner Drehbewegung mit den Schneiden in den Abraum hinein und schält diesen — ähnlich wie bei einer Fräsmaschine — durch die Schaufeln ab und gibt ihn auf das erste von zwei Förderbändern. Seitlich in der Nähe des Förderhauses (Abb. 14) wird das Fördergut auf das zweite, anschließende Band übergeladen, welches auf der Rückseite des Großgerätes an einem langen Ausleger aufgehängt ist (Abb. 14 u. 16). Dieses zweite Förderband bringt den Abraum auf die andere Seite des Gerätes und wirft ihn auf der Kippe ab. Der Schaufelradbagger fährt auf der Kohle und hat die nachstehenden Hauptmaße, Arbeitsabmessungen, Dienstgewicht und Förderleistung:

Schaufelradbagger der Bucyrus-Erie Co Type 954 WX

(Fiatt-Tagebau der Truax-Traer Coal Co.)

Gesamtlänge der zwei anschließenden Bänder ... (zwischen den Umlenkrollen)	rd. 105 m
Dienstgewicht	1305 t
Maximale Höhe des Gerätes	42,3 m
Tragshöhe	10—22,2 m
Abwurfhöhe	33 m über dem Kohlenflöz
Elektrische Spannung	4000 Volt
Förderleistung	1050 m ³ /h

In ähnlicher Weise wie ein Löffelgroßbagger (Abb. 13) bewegt sich der Schaufelradbagger auf 4 Doppelraupen, die jede gesondert durch einen Drehstrommotor angetrieben werden und beliebige Kurven durchfahren können. Ein auf dem Kohlenflöz ständig sich aufhaltender Bedienungsmann steuert im Bedarfsfalle die Raupen nach rechts oder links. Die hydraulisch wirkenden Ölzyylinder über den Doppelraupen sorgen ständig für eine horizontale Lage des Gerätes durch einen Quecksilberschalter beim Fahren im unebenen Gelände oder auf Steigungen. Der Bagger kann sich nur in zwei Hauptrichtungen fortbewegen, und zwar wenn die Förderbänder parallel oder senkrecht zur Raupenfahrtrichtung stehen. In allen anderen Richtungen verhindern besonders ausgebildete Grenzscharter jede Fahrbewegung; die Fahrgeschwindigkeit beträgt normal etwa 5 m/min. Der Unterwagenrahmen ist eine besondere Einheit des Schaufelradbaggers und so gebaut, daß er die Abstützung aller um ihn schwenkenden Maschinenteile des Oberbaues und deren Beanspruchungen aufnehmen kann. Dieser Rahmen ist etwa 15 m lang und 9 m breit; er besitzt eine Höhe von rd. 1,25 m und ist aus kräftigen Stahlblechen zusammengeschweißt. Der ganze Oberbau des Baggers ist in einem vollständigen Kreise schwenkbar, dessen Durchm. 10,5 m beträgt. Zwei Schwenkwerksantriebe geben dem Bagger die gewünschte Schwenkgeschwindigkeit beim kontinuierlichen Graben; jeder der Schwenk-antriebe erzeugt eine seitliche Grabbkraft von etwa 13 500 kg an den Schaufelspitzen. Die normale Schwenkgeschwindigkeit des Schaufelradträgers beträgt etwa $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{10}$ U/min.

Das Schaufelrad mit Antrieb ist am vorderen Ende der Schaufelradleiter angeschweißt. Auf der entgegengesetzten Seite ist diese Leiter mit einer Zahnstange ausgerüstet, die den Mechanismus zum Vorstoß oder Rückzug von etwa 10,5 m desselben übernimmt und einen Teil des Baggers-



Abb. 12. Gesamtansicht des neuen Schaufelradbaggers (Anfang 1955) der Truax-Traer Coal Co bei der Abraumbeseitigung und Freilegung des Kohlenflözes. Links das Auslegerband mit dem Kippengelände. Die Förderstrecke vom Schaufelrad bis zum Bandabwurf beträgt rd. 105 m.

oberbaues bildet; die Länge der Schaufelradleiter ist rd. 21 m.

Das Schaufelradhubwerk führt die Hub- und Senkbewegung des Rades innerhalb der vorgesehenen Begrenzungen aus. Der wirkliche Grabbereich beginnt etwa 9 m über dem Kohlenflöz (Abb. 11) und erstreckt sich bis zu etwa 22,5 m. In der äußerst tiefen Lage der Schaufelradleiter hat diese eine Neigung von etwa 12° gegen die Horizontale, in der höchsten Lage eine solche von 15° nach oben.

Die Schaufeln wurden auf ihren Rückenflächen zwecks besserer Entleerung bei klebrigem Fördergut mit je 9 kräftigen Kettenstücken armiert; der Durchmesser des Schaufelrades beträgt an den Schneidlippen gemessen rd. 6,5 m. Diese vielfach in Amerika eingeführte Ausführung mit den Kettenstücken erleichtert das rasche Herausfallen des Abraumes aus den Schaufeln, wenn diese den höchsten Punkt erreichen (Abb. 15). Der Schaufelinhalt des Schaufelrad-

baggers (Bucyrus-Erie Type 954 WX) beträgt etwa 6 m^3 für alle 9 Schaufeln zusammen. Bei einer mittleren Umlaufgeschwindigkeit des Rades von $5\frac{3}{4}$ je min ergibt sich eine Förderleistung von 52 Schaufelinhalten/min = $35 \text{ m}^3/\text{min}$ oder rd. $2100 \text{ m}^3/\text{h}$. Die tatsächliche Förderleistung ist nicht nur vom Schaufelrad, sondern auch vom anschließenden Bandsystem abhängig bzw. von dessen Geschwindigkeiten; beide Bänder sind je 1,4 m breit und etwa 25 mm stark (Fabrikate der US Rubber Co.). Die Bandgeschwindigkeiten sind so hoch, daß diese noch vor weni-



Abb. 13. Der Schaufelradbagger Type 954 WX (Lieferwerk: Bucyrus-Erie Co.) zur Beseitigung der Abraumschichten. Im Hintergrund: Löffelgroßbagger Type 950-B bei Beseitigung der untersten, sehr harten Abraumschichten. Links die Abraumhalden der beiden Baggergeräte. Im Vordergrund: Großlastkraftwagen (Euclid) bei der Weiterbeförderung der aufgenommenen Steinkohle nach der Aufbereitung.

gen Jahren als unglaublich galten. Das Schaufelradband läuft mit etwa $4,5 \text{ m/s}$, das rückwärtige Auslegerband sogar mit etwa 6 m/s ; dies sind die normalen Geschwindigkeiten, die im Bedarfsfalle noch etwas reguliert werden können. Die Antriebsmotoren sind Erzeugnisse der General Electric Co. und werden durch Ward-Leonard-Sonderantriebe entsprechend den Baggerschwindigkeiten und etwaigen unvorhergesehenen Baggerhindernissen gesteuert.

Jede der 9 Schaufeln ist mit 4 Zähnen (Abb. 15) besetzt, die an der Schneidlippe befestigt sind und für ein günstiges Abschälen des Fördergutes vorgesehen sind. Die Schaufeln können leicht und rasch ausgetauscht werden,



Abb. 14. Gesamtansicht des Schaufelradbaggers im Tagebau der Truax-Traer Co. Schaufelrad bei Abnahme der obersten Abraumschichten.

falls Reserveteile in denselben usw. eingesetzt werden sollen. — Eine andere interessante Hilfsanlage ist die Zuführung von Wärme zu den Schaufeln, und zwar bei außergewöhnlich feuchtem oder sehr kaltem Wetter. Diese Vorrichtung macht von der Tatsache Gebrauch, daß bei großer Kälte aufgenommener Abraum an der metallischen, stark geheizten Oberfläche der Schaufeln nicht anhaftet. Einer mit Kerosin brennenden Fackel wird Druckluft zugeführt, bei welcher das Öl in brennendem Zustande am Schaufelradträger hinter dem Rade aufgesprüht wird. Die Flamme richtet sich gegen die Schaufeln aus einer Entfernung von etwa 3 m; sie brennt ständig während feuchten und kalten Wetters. Auch der mit dem Schaufelradbagger im Tandembetrieb zusammenarbeitende Löffelgroßbagger (Abb. 13) wird für den Großlöffel in ähnlicher Weise durch das „Calrod-Gerät“ der General Electric Co. geheizt, um das Anbacken von Fördergut bei niedriger Temperatur im Innern des Löffels zu verhüten.

Hauptabmessungen, Arbeitsmaße, Förderleistung dieses Großbaggers sind die folgenden:

Löffelgroßbagger Bucyrus-Erie Type 950-B (Fiatt-Tagebau der Truax-Traer Coal Co.)

Dienstgewicht	1400 t
Löffelstiellänge	21,6 m
Auslegerlänge	31,5 m
Größte Ausschüttweite	33,9 m
Abtragshöhe	18,0 m
Inhalt des Löffels	$22,5 \text{ m}^3$
Elektrische Spannung	4000 Volt
Förderleistung	$1050 \text{ m}^3/\text{h}$

Schaufelrad-Schutzvorrichtungen

Um stärkere Stöße von herabfallenden großen Steinen usw. abzufangen, ist eine mit Gummi belegte Kupplung am Rade angebracht; um ferner schwerere Schäden vom Schaufelrad fernzuhalten, ist eine mit Luftkissen armierte „Fawick-Kupplung“ in Sonderbauart in das Getriebe eingebaut. Wenn daher das Rad plötzlich z. B. durch einen unvorhergesehenen Widerstand beim Baggern stillgesetzt wird, so entsteht keinerlei Schaden an den Triebwerksteilen usw. Der Schaufelradbagger ist berechnet, eine max. Grabkraft an den Lippen der Schaufeln von etwa $22\,000 \text{ kg}$ zu entwickeln, während der erwähnte Löffelgroßbagger Type 950-B eine solche bis zu $90\,000 \text{ kg}$ hervorbringt.

Wenn das Schaufelrad die Abraumbrocken direkt auf das etwa 3 m darunterliegende Förderband abwerfen würde, würden durch die dauernden Aufschlagstöße in kurzer Zeit das Band durchschlagen und zerstört werden. Um daher die Fallhöhe des Fördergutes zu mildern, sind geeignete Prallbleche unter den Schaufeln vorgesehen, welche das Gut mit geringer Auftreffwucht auf das Band weiterleiten. Eine motorisch betätigte Reinigungsvorrichtung bewegt sich dauernd rotierend über dieses Gleitblech und verhütet damit die Anhäufung und das Festbacken von Fördergut.

Die Bedienungsmannschaft eines Schaufelradbaggers ist fast die gleiche wie für einen Löffelgroßbagger oder einen Schleppschaufel-Schreitbagger, nämlich: 1 Hauptbaggerführer, 1 Bedienungsmann zum Abschmieren und 1 weiterer Bedienungsmann auf der Baggersohle für die Fahrbetätigung der Raupen usw. Die Steuerorgane für den Baggerführer sind in der Führerkabine (Abb. 12 u. 14) untergebracht, etwa in 18 m über dem Kohlenflöz. Von dieser Höhe besitzt der Führer einen umfassenden Überblick über das ganze Abbaugelände und die Kippe der beiden Bagger.

Es bleibt neben dem Arbeitsraum des Schaufelradbaggers im Tagebau immer noch genügend Platz für die Zusammenarbeit mit einem Löffelgroßbagger (Abb. 13) für

den übrigbleibenden Rest von rd. 10 m Deckgebirge. Daher braucht auch der Löffelgroßbaggerführer bei der Ver-
sorgung des Abraumes nicht besonders vorsichtig den
Ausleger zu schwenken, sondern kann immer mit voller

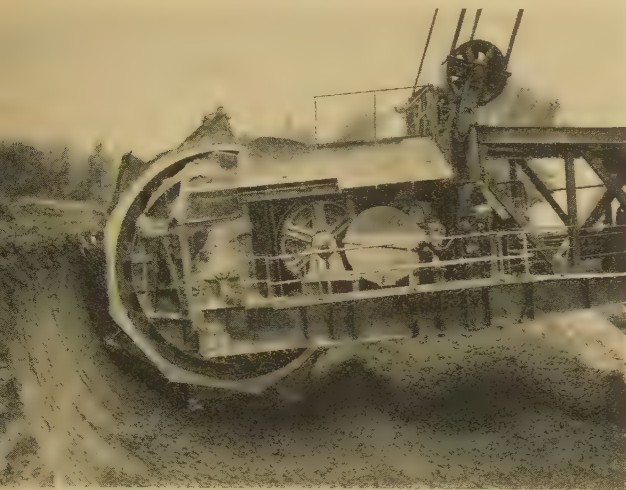


Abb. 15. Schaufelrad von rd. 6,6 m Durchmesser mit mechanischem
Antrieb im Tagebau der Truax-Traer Coal Co bei Fiatt (Illinois).

schwenkgeschwindigkeit den Abraum während der Be-
wegung verstürzen, ohne daß Kippenrutschungen zu be-
rechnen wären. Der Abraum wird auf der Kippe in einem
kontinuierlichen Kreisbogen (Abb. 14) aufgeschüttet; das
Material ist gut aufgelockert und nicht in großen Klumpen
sammengeballt, wie dies bei Löffelgroßbaggern oft der
Fall zu sein pflegt. Durch diesen Zustand des Abraumes
wird auch die Rutschgefahr auf der Kippe wesentlich
vermindert.

Da der Schaufelradbagger als kontinuierlich arbeitendes
Baggergerät anzusehen ist, und zwar im Gegensatz zum
Löffel- oder Schleppschaufelgroßbagger, so benötigt er auch
im Antrieb einen fast gleichmäßigen Strombedarf. Auf-
tretende Spitzenleistungen wie bei Löffelbaggern usw.
im Graben nebst deren Rückwirkungen auf das Strom-
netz sind nicht vorhanden. Dadurch wird auch der Ver-
brauch vieler mechanischer und elektrischer Einzelteile des
Baggers erheblich verringert und damit die Lebensdauer
der Maschine erhöht.

Ein schweres Gegengewicht von mehreren 100 t wie
bei den übrigen Großbaggertypen benötigt der Schaufelrad-

bagger nicht, da die beiden Seiten, nämlich das grabende
und das abwerfende Ende, sich ungefähr im Gleichgewichts-
zustande befinden. Durch diesen erheblichen Gewichts-
wegfall wird das Dienstgewicht des Baggers und da-
mit auch die Beanspruchung vermindert. Die Breite des
freien Arbeitsgeländes ist beim Schaufelradbagger im
Durchschnitt bis zu etwa 30 m, so daß die außerdem noch
in Betrieb befindlichen Löffelgroßbagger, Kohlenbagger
und Kohlengroßtransportwagen genügend Platz finden und
in ihren Bewegungs- und Umlenkefreiheiten nirgend beeinträch-
tigt werden. Die frisch geschüttete Abraumhalde
(Kippe) der beiden Großbagger liegt etwas vom freigeleg-
ten Kohlenflöz entfernt, so daß die Gewinnung und Ver-
ladung der Steinkohle nicht gestört wird.

Der Schaufelradbagger arbeitet — ähnlich der Löffel-
großbagger — auch 7 Tage in der Woche mit je 24 Arbeits-
stunden. Im Baggerführerstand befinden sich folgende
6 Kontrollhebel: 1. Geschwindigkeitsregelung zum Abwurf-
band über der Kippe, 2. Geschwindigkeitsregelung des
Schaufelradbandes, 3. Schwenkbewegung des Baggerober-
teiles, 4. Geschwindigkeits- und Kraftregelung des Schau-
felrades, 5. Schaufelradhubwinde, 6. Vorstoßwerk, bzw.
zum Rückzug der Schaufelradleiter.

Die Hauptbetätigung bzw. sein Hauptaugenmerk hat
der Baggerführer auf die Bedienung des Hebels für die
Baggerschwenkbewegung zu richten und gelegentlich auf
den Vorstoß und Rückzug des Schaufelrades. Die übrigen
Hebel brauchen nur seltener bedient zu werden; die Ge-
schwindigkeiten der beiden Förderbänder werden vielfach
konstant eingestellt.

Wie bereits erwähnt, kann der Schaufelradbagger nur
den Oberteil des Deckgebirges beseitigen, während der
untere, etwa 9 m mächtige Teil (Abb. 13) anschließend vom
darauffolgenden Löffelgroßbagger abgetragen wird. Die
Lage der von beiden Geräten aufgeschütteten Kippen ist
aus Abb. 11 zu entnehmen.

Die zur Aufnahme der Steinkohle eingesetzte Bagger-
schaufel Modell Bucyrus-Erie 100-B ladet die Brocken des
vorgesprengten Flözes von 1,3—1,5 m Stärke in eine
Gruppe von 22 Euclid-Transportwagen, die je etwa 20
bis 35 t Kohle aufnehmen können und das gewonnene Gut
nach der etwa 5 km entfernten Aufbereitungsanlage usw.
weiterfördern. Die Gesamtausbeute der Fiatt-Grube der
Truax-Traer Kohlengesellschaft beträgt je Tag etwa 7000 t
Kohle und es steht zu erwarten, daß diese Leistung bei
längerem Betriebe des Schaufelrades und nach Einarbeiten
desselben noch weiter gesteigert werden kann.

Beitrag zur Wasserschloßberechnung

Von Dipl.-Ing. H. Wegmann, Technische Hochschule München

Für die Berechnung des Schwingungsverlaufes in Was-
erschloßern gelten die beiden Differentialgleichungen:

$$dz = f/F \cdot (c - v) dt, \quad (1)$$

$$dv = g/l \cdot (z - h) dt. \quad (2)$$

Die Bedeutung der Größen ist aus Abb. 1 zu ersehen. Fer-
ner wird mit $c = Q/f$ eine fiktive Geschwindigkeit bezeich-
net, die vorhanden wäre, wenn die dem Wasserschloß ent-
nommene Gesamtwassermenge im betrachteten Zeitinter-
vall allein durch den Stollen fließen würde. Für die Be-
rechnung der Druckhöhe h gilt der allgemeine Ansatz:

$$h = \pm \varepsilon v^2. \quad (3)$$

Der Beiwert ε erhält man aus der Beziehung:

$$\varepsilon = \frac{1}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{d} + \Sigma \zeta \right). \quad (4)$$

Wobei ist zu beachten, daß h stets das gleiche Vorzeichen
wie die Fließgeschwindigkeit v hat.

Eine genaue schrittweise Berechnung des Schwingungs-
verlaufes ist möglich, wenn man die Kurven $z = z(t)$ und
 $v = v(t)$ jeweils durch ein Sehnepolygon ersetzt¹.

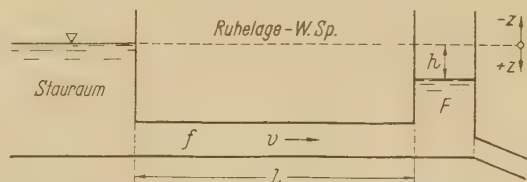


Abb. 1. Übersichtsskizze für Stauraum, Stollen und Wasserschloß.

Für den Sonderfall eines Schachtwasserschlosses mit
konstantem Querschnitt ohne Entlastungsanlagen, d. h. also

¹ P. Franke, Bauingenieur 30 (1955) S. 93.

Berechnung des Schwingungsverlaufes in Wasserschlössern

Von Privatdozent Dr.-Ing. P. Franke, Oberingenieur an der Versuchsanstalt für Wasserbau der T.H. München

I. Allgemeines

Hinsichtlich der Lage eines Wasserschlosses zum Kraftwerk unterscheidet man zwei Fälle:

- a) Das Wasserschloß liegt im Oberwasser.
- b) Das Wasserschloß liegt im Unterwasser.

Auf den an sich seltenen Fall, daß ein Wasserschloß je nach der Art des Betriebes sowohl im Oberwasser (Triebwasserzuleitung) als auch im Unterwasser (Triebwasserableitung) liegt und in besonderen Fällen sogar von beiden Seiten gleichzeitig beaufschlagt wird, soll im folgenden näher

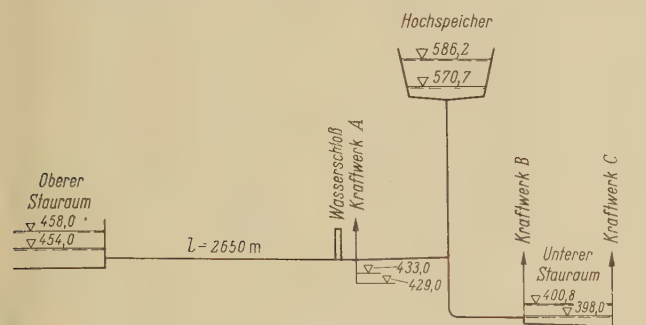


Abb. 1. Skizze einer Pumpspeichergruppe. (Die Angaben entsprechen den Verhältnissen an der Pfreimd; Energieversorgung Ostbayern A.G., Regensburg.)

eingegangen werden. Solche Anordnungen kommen bei Pumpspeicherwerken vor. Die Skizze einer solchen Anlage zeigt Abb. 1. Das genannte Wasserschloß liegt in der Nähe des Kraftwerkes A, das sich zwischen dem oberen Stauraum und dem Hochspeicher befindet. In Abb. 2 ist die Anordnung der Maschinensätze in diesem Kraftwerk

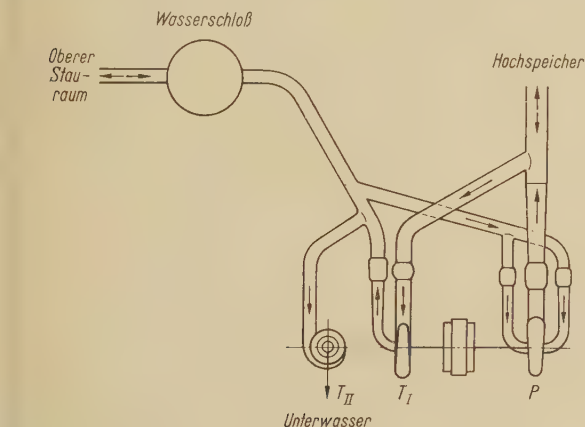


Abb. 2. Schematische Darstellung der Maschinensätze im Kraftwerk A.
 T_I = große Turbine, T_{II} = kleine Turbine, P = Pumpe.

argestellt. Die generellen Betriebsfälle der Anlage lassen sich in sieben Gruppen gliedern:

1. Turbine I allein.
2. Turbine II allein.
3. Pumpe allein.
4. Beide Turbinen.
5. Pumpe und Turbine I¹.
6. Pumpe und Turbine II.
7. Pumpe und beide Turbinen¹.

Bei den hier zugrunde liegenden Verhältnissen mußte für jede Pumpenentlastung in einer zusätzlichen Berechnung die Spiegelbewegung im Wasserschloß für den Fall, daß das Verschlößorgan versagt, untersucht werden. Der ungünstigste Fall, der durch keine Maßnahmen verhindert werden kann, ist dann folgender:

„Plötzliche Entlastung von Turbine II u. Pumpe und Versagen des Verschlößorgans der Pumpe, so daß die

¹ Der gleichzeitige Betrieb von Pumpe und großer Turbine (T_I) ist nicht möglich.

Pumpe unter dem Druck vom Hochspeicher rückwärts läuft.“

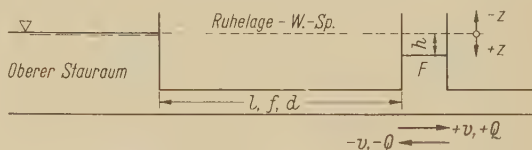


Abb. 3. Bezeichnungen und Vorzeichen für die Berechnung der Wasserspiegelbewegungen.

Für das betreffende Beispiel sind, unter Beachtung der Vorzeichen nach Abb. 3, die nachstehenden Wassermengen gegeben:

$$\text{Alter Beharrungszustand} = Q_0 = Q_{II} + Q_P = +32,1 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

$$\text{Neuer Beharrungszustand} = Q_1 = Q_R = -17,9 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Das ergibt für die Belastung des Wasserschlosses eine Wassermenge von

$$Q_1 - Q_0 = -50,0 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

Das Vorzeichen zeigt an, daß der erste Wasserspiegelausschlag im Wasserschloß nach oben erfolgt.

Die einzelnen Wasserstände in den Speichern (oberer Stauraum und Hochbecken), sowie der Unterwasserstand am Kraftwerk A (Abb. 1) sind je nach der Betriebsart und Wasserdarbietung verschieden. Die ungünstigsten Verhältnisse für jeden Betriebsfall müssen daher gesondert ermittelt werden, weil ja einerseits die entsprechenden maximalen Betriebswassermengen von den Fallhöhen abhängen und andererseits die Schwingungsausschläge z auf den Ruhelagewasserspiegel des oberen Stauraumes bezogen werden.

II. Berechnung der Spiegelbewegungen im Wasserschloß

1. Die Hauptgleichungen

Die erste Gleichung für die Wasserspiegelbewegung folgt aus der Kontinuitätsbedingung

$$dz = f/F \cdot (c - v) dt \quad (1)$$

Hierbei bedeutet $c = Q/f$ eine gedachte Geschwindigkeit, die vorhanden wäre, wenn die dem Wasserschloß sekundlich entnommene Gesamtwassermenge Q (Turbinenwassermenge und evtl. Entlastungswassermengen) allein den Stollen durchfließen würde.

Die zweite Gleichung erhält man aus dem dynamischen Grundgesetz

$$dv = \frac{g}{l} (z - h) dt = \frac{g}{l} [z - (\pm \varepsilon v^2)] dt \quad (2)$$

Mit h wird die Druckhöhe, die zur Erzeugung der Geschwindigkeit v und zur Überwindung der Fließwiderstände im Stollen erforderlich ist, bezeichnet. Sie wird, ebenso wie z , oberhalb des Ruhelagewasserspiegels negativ und unterhalb desselben positiv gezählt (Abb. 3). Zur Berechnung dient die Beziehung

$$h = \frac{1}{2g} \left(1 + \lambda \frac{l}{d} + \sum \zeta \right) v^2 = \varepsilon v^2, \quad (3)$$

wobei zu beachten ist, daß h stets das gleiche Vorzeichen wie die mittlere Fließgeschwindigkeit v hat. Der Druckhöhenbeiwert ε ist bei bekannter Rauigkeit für jede Anlage jeweils eine konstante Größe.

Durch Elimination von v aus dem vorgenannten Gleichungssystem [Gl. (1) und (2)] erhält man unter der Voraussetzung eines konstanten Wasserschloßquerschnittes die Differentialgleichung zwischen z und t

$$\frac{d^2 z}{dt^2} - \frac{\varepsilon g}{l} \Phi \left(\frac{dz}{dt} \right)^2 + \frac{2 \varepsilon g}{l} c \frac{dz}{dt} + \frac{g}{l} \frac{1}{\Phi} z - \frac{\varepsilon g}{l} \frac{1}{\Phi} c^2 = \frac{1}{\Phi} \frac{dc}{dt} \quad (4)$$

Darin ist $F : f = \Phi$ gesetzt. Für $c = \text{const}$ folgt daraus die von R. Tillmann [11] angegebene allgemeine Form. Ebenso kann man aus Gl. (1) und (2) durch Elimination von z die Beziehung zwischen v und t und durch gegenseitige Division der beiden Hauptgleichungen die Beziehungen zwischen z und v verhalten.

Eine exakte Lösung der Gl. (4) ist nur für die Bestimmung der maximalen Ausschläge im Sonderfall des plötzlichen Überganges ohne Entlastungsanlagen von einem Betriebszustand auf Betriebsstillstand ($c = 0$) möglich. Diese Lösung hat Ph. Forchheimer [2] auf Grund der Untersuchungen von F. Prasil [6] angegeben. Weitere Lösungen für diesen Sonderfall, jedoch mit Berücksichtigung der im Wasserschloß befindlichen Wassermasse, haben D. Eydoux [1] und C. Semenza [8], letzterer mit Berücksichtigung der Energieverluste im Wasserschloß, angegeben. Diese Gleichungen lassen sich jedoch nach einigen Umformungen auf die einfache Forchheimersche Form bringen und unterscheiden sich dann lediglich in der Größe des konstanten Faktors.

Es soll noch darauf hingewiesen werden, daß die Rauigkeitsverhältnisse im Stollen einen großen Einfluß auf den Schwingungsverlauf haben. Liegt z. B. das Wasserschloß im Oberwasser, so werden die Aufwärtsschwingungen um so größer, je kleiner die Stollenwiderstände sind, und die Abwärtsschwingungen um so größer, je größer diese Widerstände sind. Liegt das Wasserschloß hingegen im Unterwasser, so sind die Verhältnisse umgekehrt, d. h. man erhält die größten Ausschläge nach oben bei großer und nach unten bei kleiner Stollenrauigkeit. Für die richtige Darstellung der wahren Verhältnisse ist es erforderlich, daß jeder Betriebsfall mit dem größten und dem kleinsten möglichen Rauigkeitswert berechnet wird. Die zu erwartenden Schwingungen im Betrieb werden dann zwischen diesen Grenzwerten liegen. Die bestmögliche Bestimmung der Reibungsbeiwerte $\lambda = \lambda(R; r_s)$ in Abhängigkeit von der Reynoldsschen Zahl und der relativen Rauigkeit ist mit Hilfe der Supinoschen Formeln [3] gegeben. Für die Schwingungsuntersuchungen wird danach sowohl der maximale als auch der minimale Druckhöhenbeiwert ($\max \epsilon$ und $\min \epsilon$) berechnet.

2. Die schrittweise Berechnung des Schwingungsverlaufes

Der Verlauf der Spiegelbewegungen in Wasserschlössern kann nur durch schrittweise Berechnung verfolgt werden. Diese Berechnungsart, die zweckmäßig in tabellarischer Form durchgeführt wird, ist stets anwendbar.

In den folgenden Betrachtungen sind mit dem Index n die Größen des zu berechnenden Intervalles bezeichnet, das jeweils zwischen den Kurvenpunkten P_{n-1} (vorheriger bekannter Punkt) und P_n (folgender neu zu bestimmender Punkt) liegt. Es ist allgemein $\Delta x_n = x_n - x_{n-1}$.

a) Die Lösung von Pressel

Nach K. Pressel [7] gehen die beiden Hauptgleichungen [Gl. (1) und (2)] über in

$$\begin{aligned}\Delta z_n &= f/F_{n-1} \cdot (c_{n-1} - v_{n-1}) \Delta t_n, \\ \Delta v_n &= g/l \cdot (z_{n-1} - h_{n-1}) \Delta t_n.\end{aligned}\quad (5)$$

Bei Einführung konstanter Zeitintervalle folgen mit $F = \text{const}$ und $Q = \text{const}$ bzw. $c = \text{const}$ die einfacheren Ausdrücke

$$\begin{aligned}\Delta z_n &= \frac{Q}{F} \Delta t - \frac{f}{F} \Delta t \cdot v_{n-1} = A - B \cdot v_{n-1}, \\ \Delta v_n &= \frac{g}{l} \Delta t (z_{n-1} - h_{n-1}) = C (z_{n-1} - h_{n-1}).\end{aligned}\quad (6)$$

Wie daraus zu ersehen ist, werden die Schwingungskurve $z = z(t)$ und die Geschwindigkeitskurve $v = v(t)$ jeweils durch einen Tangenzug ersetzt. Die Tangentenrichtung für jeden Abschnitt Δt_n wird hierbei stets mit Punkt P_{n-1} bestimmt. Die Ordinatenunterschiede werden hingegen zu

den bereits berechneten Werten des Punktes $\bar{P}_{n-1}$ addiert (Abb. 4). Es muß sich daher zwangsläufig eine immer größer werdende Abweichung vom wirklichen Verlauf der betreffenden Kurve ergeben¹.

Die Abweichungen der Amplituden werden unter sonst gleichen Bedingungen um so größer, je kleiner das Flächenverhältnis $\Phi = F/f$ ist. Daher kommt es auch, daß die Presselschen Zahlenbeispiele mit $\Phi = 50$ befriedigende Werte ergeben. Die heutigen Anlagen haben jedoch gegenüber den früheren Ausführungen wesentlich kleinere Verhältniszahlen Φ , die selbst noch unter dem von Pressel als „sehr klein“ bezeichneten Wert $\Phi = 20$ bleiben.

Bei einer vergleichenden Berechnung mit konstanten Zeitintervallen von $\Delta t = 10$ sec für den Fall der plötzlichen vollständigen Entlastung ($Q_1 - Q_0 = -1,50 \text{ m}^3/\text{sec}$ und $c_1 = 0$) einer Anlage mit $\Phi = 6,3$ ergaben die Unterschiede der maximalen Schwingungswerten gegenüber den genauen Werten (nach Forchheimer, sowie schrittweise Berechnung nach Abschnitt 2/c) folgende prozentuale Abweichungen:

1. Ausschlag = 25 %,
2. Ausschlag = 83 %,
3. Ausschlag = 153 %.

Die Schwingungsausschläge sind stets größer als die wirklichen Werte. Das hat außerdem zur Folge, daß die gesamte Schwingungszeit — bei sonst nahezu richtiger Wiedergabe der Perioden — ganz erheblich vergrößert wird².

b) Verbesserte Berechnungsverfahren

Eine andere Bestimmungsart der Intervalle, die z. B. Leiner [4] und O. Streck [9] verwenden, geht von den Gleichungen

$$\begin{aligned}\Delta z_n &= f/F_{n-1} \cdot (c_{n-1} - v_{n-1}) \Delta t_n, \\ \Delta v_n &= g/l \cdot (z_n - h_{n-1}) \Delta t_n\end{aligned}\quad (7)$$

aus. Analog Gl. (6) erhält man

$$\begin{aligned}\Delta z_n &= A - B \cdot v_{n-1}, \\ \Delta v_n &= C (z_n - h_{n-1}).\end{aligned}\quad (8)$$

Hiernach wird der Wert Δz_n ebenso wie im Presselschen Verfahren berechnet, also unter der Voraussetzung, daß sich im Zeitintervall Δt_n die Fließgeschwindigkeit im Stollen noch nicht verändert hat. Da diese Annahme jedoch nicht zutreffend ist, wird für die Berechnung von Δv_n der Wert $z_n = z_{n-1} + \Delta z_n$ eingeführt. Das Verfahren ergibt zweifellos genauere Werte als Gl. (5) bzw. (6). Trotzdem kann diese Lösung auch nur als Näherung anerkannt werden.

c) Die genaue Berechnung

Eine genaue Berechnung ist möglich, wenn man die entsprechenden Kurven durch einen Sehnenzug ersetzt. Hierzu müssen in der schrittweisen Berechnung die mittleren Verhältnisse des jeweiligen Intervalles eingeführt werden. Jeder berechnete Punkt liegt dann auf der betreffenden Kurve. Die beiden Hauptgleichungen lauten somit:

$$\begin{aligned}\Delta z_n &= f/F_m \cdot (c_m - v_m) \Delta t_n, \\ \Delta v_n &= g/l \cdot (z_m - h_m) \Delta t_n.\end{aligned}\quad (9)$$

¹ Schon 1910 hat D. Thoma [10] darauf hingewiesen, daß dieses Verfahren, auch bei Verwendung kleiner Zeitintervalle, nur für die angenäherte Ermittlung des ersten Ausschlages geeignet ist.

² Es soll in diesem Zusammenhang noch darauf hingewiesen werden, daß das halbgraphische Verfahren nach L. Mühlhofer [5] die richtigen Werte lieferte.

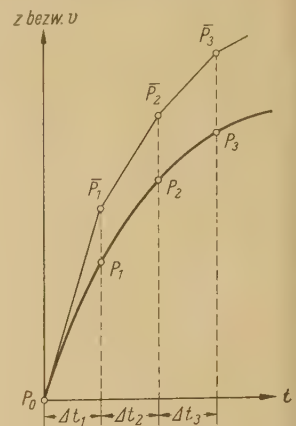


Abb. 4. Skizze zur Berechnung nach Pressel.

Hierin bedeutet ganz allgemein

$$x_m = (x_{n-1} + x_n)/2 = x_{n-1} + \Delta x_n/2.$$

Die Berechnung wird nun mit einem angenommenen Wert v'_n begonnen und so lange wiederholt, bis der berechnete Wert Δv_n mit dem angenommenen $\Delta v'_n$ übereinstimmt. (Normalerweise genügt eine einzige Proberechnung.) Die Zeitintervalle können hierbei innerhalb der Berechnung für jeden Abschnitt verändert werden. Im allgemeinen wird man aber mit $\Delta t = \text{const}$ arbeiten. Zeitintervalle von $\Delta t = 15 \text{ sec}$ genügen für die meisten praktischen Fälle.

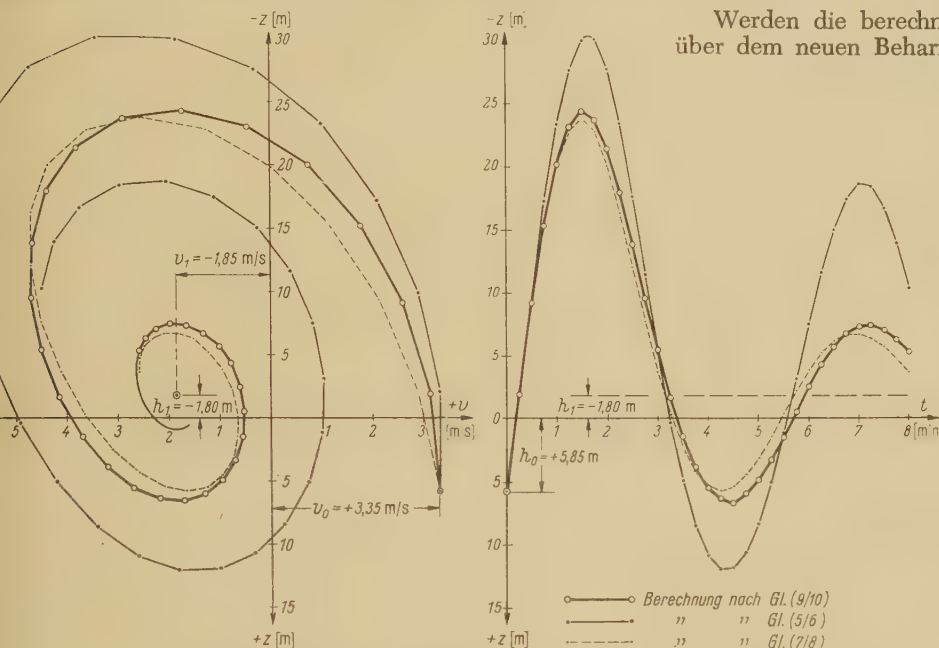


Abb. 5. Verlauf der Wasserspiegelbewegung und der Fließgeschwindigkeit im Stollen für den Fall „Plötzliche Entlastung von T_{II} und P ; Verschlussorgan von P versagt“.

Für den Fall $Q = \text{const}$ bzw. $c = \text{const}$ und $F = \text{const}$ gehen die Gl. (9) bei konstanten Zeitintervallen in die einfachere Form

$$\begin{aligned} \Delta z_n &= A - B \cdot v_m, \\ \Delta v_n &= C(z_m - h_m) = C \cdot z_m - D \cdot v_m^2 \end{aligned} \quad (10)$$

über. Die Konstanten A, B, C und D werden vor Beginn der eigentlichen Berechnung ermittelt. Hierbei ist zu beachten, daß die Konstante D entsprechend der Größe h stets das gleiche Vorzeichen wie die mittlere Geschwindigkeit v_m hat. Die Tabelle für diese Berechnungsart zeigt Tabelle 1.

d) Zahlenbeispiel

Für den in Abschnitt I genannten Betriebsfall der gleichzeitigen Beaufschlagung eines Wasserschlosses von beiden Seiten mit

$$Q_0 = +32.1 \text{ m}^3/\text{sec} \quad \text{und} \quad Q_1 = -17.9 \text{ m}^3/\text{sec}$$

sind in Abb. 5 die ersten drei Schwingungsausschläge aufgetragen. Der genauen Berechnung nach Gl. (10) sind noch die entsprechenden Werte nach den Gl. (6) und (8) gegenübergestellt. Alle Berechnungen wurden einheitlich mit $\Delta t = 15 \text{ sec}$ durchgeführt. Ferner sind $\Phi = 9.88$ und $\epsilon = 0.5246$.

Die Ausschläge nach Gl. (6) sind in allen Fällen größer als die genauen Werte. Die Abweichungen betragen:

1. Ausschlag = 24 %,
2. Ausschlag = 84 %,
3. Ausschlag = 152 %.

Gl. (8) liefert kleinere Ausschläge, die von 2,5 % bis 12 % abweichen. Die Verschiebungen in der v -Kurve sind ebenfalls aus Abb. 5 klar ersichtlich.

Die Amplituden für den vorliegenden Fall mit $Q_1 - Q_0 = -50.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ sind nicht nur vom Betrag

$(Q_1 - Q_0)$ abhängig, sondern werden auch wesentlich von den Einzelbeträgen Q_0 und Q_1 beeinflusst. Diese Zusammenhänge sind für den ersten maximalen Spiegelausschlag $\max z = Z$ in Abb. 6 dargestellt. Werden die Ausschläge anstatt auf den Ruhelagewasserspiegel auf den neuen Beharrungswasserspiegel bezogen, so ist

$$y = z - h_1, \quad (11)$$

wobei h_1 den Spiegelunterschied im Wasserschloß zwischen Ruhelage und neuem Beharrungszustand darstellt. In Abb. 6 sind die Kurven für h_1 und $\max y = Y$ mit eingezeichnet.

Werden die berechneten maximalen Spiegelausschläge über dem neuen Beharrungswasserspiegel

$$Y = Z - h_1$$

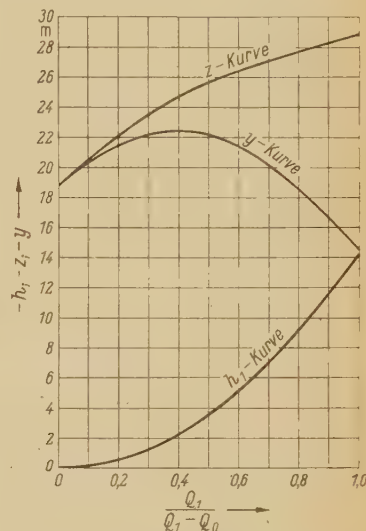


Abb. 6. Die Abhängigkeit des ersten Schwingungsausschlages Z bzw. Y von den einzelnen Wasserführungen für $Q_1 - Q_0 = -50.0 \text{ m}^3/\text{sec}$.

in Abhängigkeit von der Wassermenge $(Q_1 - Q_0)$ aufgetragen (Abb. 7), so kann diese Kurventafel zur näherungsweisen Bestimmung der zu erwartenden Schwingungswerten für beabsichtigte Belastungsänderungen dienen. Für die Berechnung mit $\max \epsilon$ und $\min \epsilon$ erhält man jeweils eine eigene Y -Kurve. Die überschlägige Ermittlung des größten

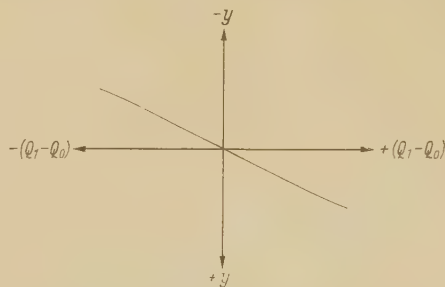


Abb. 7. Max. Schwingungsausschläge bezogen auf den neuen Beharrungswasserspiegel im Wasserschloß.

Wasserspiegelausschlages kann folgendermaßen erfolgen: Gegeben sind

1. Ruhelagewasserspiegel.
 2. Wasserführung Q_0 im bestehenden Beharrungszustand.
- Bekannt ist ferner
3. Vorgesehene Wasserführung Q_1 des herbeizuführenden neuen Beharrungszustandes.
- Damit können sofort berechnet werden
4. mittlere Fließgeschwindigkeit im Stollen $v_1 = Q_1/f$.
 5. Spiegelunterschied im Wasserschloß zwischen Ruhelage und neuem Beharrungszustand $h_1 = \epsilon v_1^2$.

Tabelle 1. Berechnungsbeispiel

1		2		3		4		5		20				
$1t$		$A = \frac{Q}{F} \Delta t$		$B = \frac{f}{F} \Delta t$		$C = \frac{g}{l} \Delta t$		$D = \frac{g}{l} \varepsilon \Delta t$		Bem.				
sec		m		sec		1/sec		sec/m						
15		-2,8253		1,518588		0,055506		0,029118						
6	7	8	9	10	11=8+10	12=11·11	13=3·11	14=2-13	15	16=7+15	17=4·16	18=5·12	19=17-18	
t	z	v	Annahme $\Delta v'$ $\Delta v'/2$		v_m	v_m^2	$B \cdot v_m$	Δz	$\Delta z/2$	z_m	$C \cdot z_m$	$\pm D v_m^2$	Δv	
min	sec	m	m/sec	m/sec	m/sec	m ² /sec ²	m	m	m	m	m/sec	m/sec	m/sec	
0	00	+5,8397	+3,3364	-0,1960	-0,0980	+3,2384	10,4872	+4,9178	-7,7431	-3,8716	+1,9681	+0,1092	+0,3054	-0,1962
	15	-1,9034	+3,1402	-0,5446	-0,2723	+2,8679	8,2249	+4,3552	-7,1805	-3,5902	-5,4936	-0,3049	+0,2395	-0,5444
	30	-9,0839	+2,5958											

Aus der Kurventafel ist zu entnehmen

6. maximaler Schwingungsausschlag bezogen auf den neuen Beharrungswasserspiegel: $Y = \max y$.

Es ist dann

7. maximaler Schwingungsausschlag bezogen auf den Ruhelagewasserspiegel: $Z = \max z = Y + h_1$. Somit kann auch die Spiegelkote im Wasserschloß bestimmt werden.

Hieraus ist zu ersehen, daß mit Hilfe der Y-Kurven ein schneller Überblick über die maximalen Ausschläge der einzelnen Betriebsmanöver zu erhalten ist. Dies kann besonders bei vielseitigen Belastungsmöglichkeiten vorteilhaft sein.

III. Zusammenfassung

Die genaue schrittweise Berechnung der Spiegelbewegungen in Wasserschloßern ist möglich, wenn die betreffenden Kurven durch einen Sehnenzug ersetzt werden. Diese Berechnungsart ist in allen Fällen anwendbar. Ein besonderes Beispiel hierzu wurde angeführt. Wenn noch zusätzliche Entlastungseinrichtungen (Überfall, Auslaß) an-

geordnet sind oder das Wasserschloß verschiedene Querschnittsabmessungen aufweist, so muß die Berechnung nach den allgemeinen Gl. (9) erfolgen. Dies gilt ebenso für die Fälle der allmählichen Belastungsänderungen.

Literatur

1. Eydoux: Ann. ponts et chaussées (1918) S. 126.
2. Forchheimer: Z. VDI. 56 (1912) S. 1291.
3. Franke: Die Wasserwirtschaft 45 (1954/55) S. 15.
4. Leiner: Z. VDI. 69 (1925) S. 1637.
5. Mühlhofer: Zeichnerische Bestimmung der Spiegelbewegungen in Wasserschloßern von Wasserkraftanlagen mit unter Druck durchflossenen Zulaufgerinnen. Berlin 1924.
6. Präsil: Schweiz. Bauzeitung 52 (1908) S. 271.
7. Pressel: Schweiz. Bauzeitung 53 (1909) S. 57.
8. Semenza: L'Elettrotecnica (1920) S. 606.
9. Streck: Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen. 2. Bd. Berlin 1950.
10. Thoma: Zur Theorie des Wasserschlosses bei selbsttätig geregelten Turbinenanlagen. München 1910.
11. Tillmann: Wasserschloßschwingungen. Enthalten in Forchheimer: Hydraulik. 3. Aufl. Leipzig 1930.

Hydraulische Untersuchungen für das Tiroler Wehr

Von Obering. Josef Frank, Erlangen

Das Tiroler Wehr [1] ist dadurch gekennzeichnet, daß das Betriebswasser durch einen flach liegenden Rechen im Wehrrücken entnommen wird und durch einen Längskanal, oft nach Durchfließen eines Sandfanges, in den Oberkanal oder die Hangrohrleitung gelangt (Abb. 1). Das

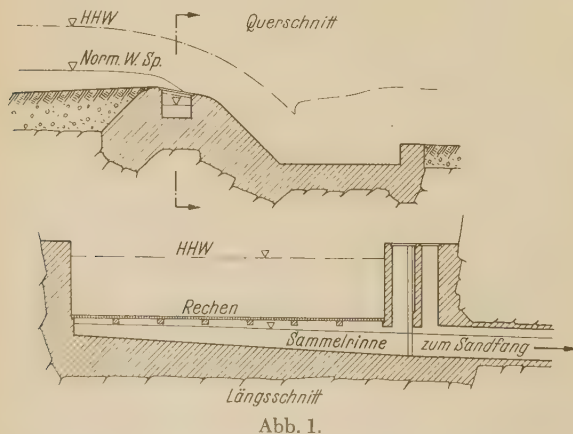


Abb. 1.

Wehr setzt sich demnach aus zwei hydraulischen Elementen zusammen, aus dem flach geneigten Einlaufrechen und aus der im Wehrrücken verlaufenden Sammelrinne. Beiden ist gemeinsam die von Querschnitt zu Querschnitt veränderliche Wassermenge.

I. Der Einlaufrechen

Es handelt sich gemäß Abb. 2 um eine Wasserbewegung auf einer unter dem Winkel φ geneigten und von dem durchlässigen Rechen gebildeten Sohle. Die Wasserführung wird hierbei ständig kleiner und erreicht, bei ausreichender Länge des Rechens, schließlich den Wert Null, wenn alles Wasser in die Sammelrinne gelangt ist. Es liegt somit eine Wasserbewegung vor, wie sie auch an Streichwehren auftritt, nur daß die Wasserentnahme hier nach einem anderen Gesetz vor sich geht. Für die Bewegung entlang dem Rechen gilt also

$$W_1 + \frac{\gamma}{g} \cdot q_s \cdot v + \frac{\gamma}{g} \cdot dq_s \cdot u + \gamma \cdot F \cdot ds \cdot \sin \varphi =$$

$$= \frac{\gamma}{g} \cdot (q_s + dq_s) \cdot (v + dv) + \gamma \cdot F \cdot ds \cdot I + W_2. \quad (1)$$

Die Bezeichnungen gehen aus Abb. 3 hervor, ferner bedeutet u die Geschwindigkeitskomponente, die der Verlustwassermenge dq_s in bezug auf die Hauptströmungsrichtung anhaftet, F den Fließquerschnitt und I das Reibungsgefälle.

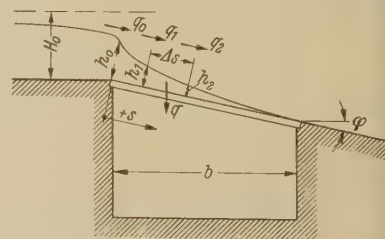


Abb. 2.

Wie in [2], [3] gezeigt, läßt sich Gl. (1) nach Integration auf die Form bringen (Abszissen zählung flußabwärts):

$$h = -\Delta s \cdot (I_m - \sin \varphi) - \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} - \left(1 - \frac{u}{v_m}\right) \cdot \frac{q_2^2 - q_1^2}{2g \cdot F_m^2} \quad (2)$$

In unserem Fall kann zunächst das Reibungsgefälle I_m vernachlässigt werden. Außerdem ist $u = v_m$, so daß

$$\Delta h = \Delta s \cdot \sin \varphi - (v_2^2 - v_1^2)/2g. \quad (3)$$

Wie ersichtlich, fällt das dritte Glied rechts in Gl. (2) fort, und wir erhalten in (3) eine Gleichung, die mit dem Energiesatz von Bernoulli formal übereinstimmt.

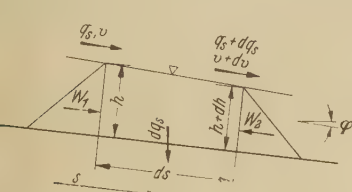


Abb. 3.

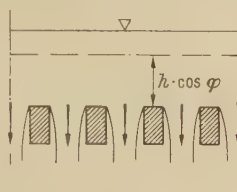


Abb. 4.

Eine stückweise Berechnung kann also ähnlich vor sich gehen, wie etwa die einer Spiegellinie entlang einem seitlichen Überfall. Hierbei ist von Querschnitt zu Querschnitt der Wasserabzug durch die Sammelrinne zu berücksichtigen. Dieser wird durch den Sohlendruck $h \cdot \cos \varphi$ bestimmt und durch die freie Durchflußfläche des Rechens (Abb. 4). Wird mit f die gesamte schräg gemessene Rechenfläche bezeichnet und mit f' die nach Abzug der Rechenstäbe, Distanzstücke, Versteifungs- und Tragrippen verbleibende Fläche, ferner mit μ der von der Stabausbildung beeinflusste Kontraktionswert, so fließt auf die Flächeneinheit des schräg liegenden Rechens aus:

$$q_1 = \frac{f'}{f} \cdot \mu \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \cos \varphi \cdot \sqrt{2g \cdot h \cdot \cos \varphi}$$

oder, wenn man

$$\lambda = \frac{f'}{f} \cdot \mu \cdot \cos \varphi \cdot \sqrt{2g \cdot \cos \varphi} \quad (4)$$

setzt,

$$q_1 = \lambda \cdot \sqrt{h}. \quad (5)$$

Die Berechnung wird in allen Fällen von der Energiehöhe H_0 am Beginn des Abfalles ausgehen müssen. Da wir den Reibungseinfluß vernachlässigen, so ergibt sich die jeweilige Strahlstärke h (Abb. 5) aus der im betreffenden Querschnitt verbliebenen Fließmenge q und der Energiehöhe von der Rechenoberfläche bis zur horizontal verlaufenden Energielinie. Sie ist also

$$H = H_0 + s \cdot \sin \varphi. \quad (6)$$

Nach Abb. 5 gilt für die Energiehöhe die Bezeichnung $H = h \cdot \cos \varphi + \alpha \cdot v^2/2g$ und, wenn wir die Corioliszahl $\alpha = 1$ und $v = q/h$ setzen,

$$H = h \cdot \cos \varphi + q^2/2g h^2.$$

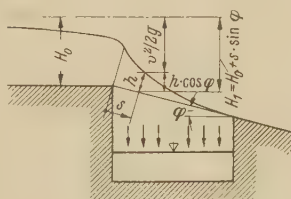


Abb. 5.

Nach Umformung ergibt sich

$$\frac{q \cdot \cos \varphi}{\sqrt{2g \cdot H^{3/2}}} = \frac{h}{H} \cdot \cos \varphi \sqrt{1 - \frac{h}{H} \cdot \cos \varphi}, \quad (7)$$

eine Beziehung, die sich bei gegebenen q , φ und H gemäß Abb. 6 nach $h/H \cdot \cos \varphi$ und weiterhin nach h leicht auflösen läßt. Die größte Wassermenge ist bei einem Punkt festzustellen, dessen Abszisse

$$(q \cdot \cos \varphi)/(\sqrt{2g \cdot H^{3/2}}) = 0,3849 \quad (8a)$$

und dessen Ordinate

$$(h/H) \cdot \cos \varphi = 2/3 \quad (8b)$$

ind.

Mit diesen Grundlagen kann nunmehr das folgende Rechenschema angelegt werden, dessen Spalten in der Reihenfolge der eingeschriebenen Ziffern auszufüllen sind.

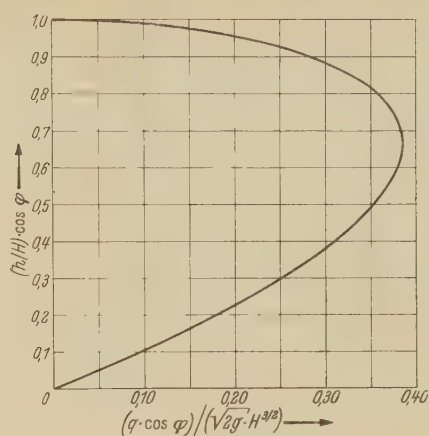


Abb. 6.

Rechenschema zur stückweisen Berechnung der Spiegellinie entlang dem Rechen.

Schnitt-Nr.	s	Δs	$s \cdot \sin \varphi$	$H = H_0 + s \cdot \sin \varphi$	q angenommen	$\frac{q \cdot \cos \varphi}{\sqrt{2g \cdot H^{3/2}}}$	$\frac{h \cdot \cos \varphi}{H}$ Gl. (7), Bild 6	h	$q_1 = \lambda \cdot \sqrt{h}$	q_1 mittel	$\Delta q = q_1$ mittel Δs	q berechnet
a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k	l	m
1	2	11	3	4	5	6	7	8	9	21	22	10
12	13		14	15	16	17	18	19	20	34	35	23
25	26	24	27	28	29	30	31	32	33			35

Die Werte der 1. Zeile (1—10) sind, da dem Ausgangsquerschnitt angehörend, gegeben. Bei der weiteren Rechnung müssen die Werte der Spalten f und m übereinstimmen. Anderenfalls Wiederholung der Rechnung.

Über die Anfangshöhe H_0 noch folgende Bemerkungen: Ist der Wasserabfluß oberhalb des Wehres strömend, so kann damit gerechnet werden, daß am Abfall die kritische Tiefe k und die tiefste Energielinienlage $H_0 = \min H = 3/2 \cdot k$ auftreten. — Liegt dagegen schießender Normalabfluß vor und wird der Charakter des Abflusses durch das Wehr nicht geändert, so schießt das Wasser mit einer vom Absturz nicht beeinflussten Strahlstärke über diesen hinweg. Der maßgebende Energiehorizont ist dann durch die Fließtiefe und die zugehörige Geschwindigkeit im Zulaufbett bestimmt. — Selbstverständlich muß jeweils auch der Einfluß einer Betteinengung am Absturz beachtet werden. Der Bemessung des Einlaufrechens hat also eine Untersuchung der zu erwartenden Oberwasserhöhe voranzugehen.

Zur grundsätzlichen Berechnung des hier wieder gegebenen Berechnungsverfahrens wird auf die Versuche von Orth, Chardonnet und Meynardi [5] hingewiesen.

Nach den bisher gegebenen Berechnungsverfahren ist eine punktweise Ermittlung des Spiegelverlaufes und des Wasserhaushaltes über dem Rechen möglich, nicht aber eine unmittelbare Dimensionierung. Erfolgreiche Versuche hierzu sind kürzlich von Kuntzmann und Bouvard [4], [6] unternommen worden. Das Problem läßt sich danach durch eine Differentialgleichung erster Ordnung und sechsten Grades darstellen und ist mit beträchtlichem mathematischem Aufwand, freilich in einer für die praktische Anwendung nicht in allen Fällen glücklichen Form, lösbar. — Im folgenden kann über eine geschlossene Näherungslösung berichtet werden, die allen Anforderungen vollauf genügt. Wie aus zahlreichen numerischen Integrationen der oben beschriebenen Art hervorgeht, läßt sich die Spiegellinie mit ausgezeichneter Näherung nach Abb. 7 durch eine Ellipse ersetzen, deren große Halbachse die Benetzungslänge L des Rechens ist und deren kleine Halbachse die Fließtiefe h_0 darstellt, die sich an dem auf Höhe der Wehrkrone gedach-

ten Beginn des Rechens mit dem Neigungswinkel φ einstellt, wenn die Energielinie hier ihre Mindesthöhenlage einnimmt.

Die Anfangstiefe h_0 stimmt naturgemäß nicht mit der kritischen Tiefe $k_0 = 2/3 \cdot H_0$ überein, sondern ist, wegen der Sohlenneigung, kleiner. Wie im folgenden gezeigt wird, gilt zwischen k_0 und h_0 die Beziehung

$$h_0 = \kappa \cdot k_0 = \kappa \cdot 2/3 \cdot H_0, \quad (9)$$

wobei κ nur von der Sohlenneigung φ abhängt. Bei der im allgemeinen flachen Rechenneigung darf mit einiger Näherung hydrostatische Druckverteilung angenommen werden, so daß für den Anfangspunkt des Rechens gilt:

$$h_0 \cdot \cos \varphi + q_0^2 / 2g h_0^2 = 3/2 \cdot k_0.$$

Mit $h_0 = \kappa \cdot k_0$ und $k_0 = \sqrt[3]{q_0^2 / g}$ ergibt sich hieraus nach Umformung

$$2 \cdot \cos \varphi \cdot \kappa^3 - 3 \cdot \kappa^2 + 1 = 0. \quad (10)$$

Damit ist der in der Tabelle 1 angegebene Zusammenhang zwischen κ und φ festgelegt.

Tabelle 1

$\varphi = 0^\circ$	2°	4°	6°	8°	10°	12°
$\kappa = 1,000$	0,980	0,961	0,944	0,927	0,910	0,894
$\varphi = 14^\circ$	16°	18°	20°	22°	24°	26°
$\kappa = 0,879$	0,865	0,851	0,837	0,825	0,812	0,800

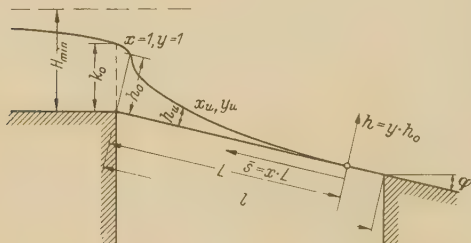


Abb. 7.

Die oben erwähnte Ellipse hat, bezogen auf das in Abb. 7 ersichtliche Achsenkreuz, die Gleichung

$$\bar{s} = \sqrt{2 \cdot \frac{L^2}{h_0} \cdot h - \frac{L^2}{h_0^2} \cdot h^2}. \quad (11)$$

Durch Differentiation wird mit $h/h_0 = y$

$$d\bar{s} = L \cdot \frac{1-y}{\sqrt{y \cdot (2-y)}} \cdot dy. \quad (12)$$

Auf die Länge $d\bar{s}$ wird der Wasserentzug

$$dq = \lambda \cdot \frac{1}{h} \cdot d\bar{s} = \lambda \cdot \frac{1}{h_0} \cdot \frac{1}{y} \cdot dy \cdot d\bar{s}$$

und mit Berücksichtigung von Gl. (12)

$$q_0 = \int_0^L dq = \lambda \cdot \frac{1}{h_0} \cdot L \cdot \int_0^1 \frac{1-y}{\sqrt{y \cdot (2-y)}} \cdot dy, \quad (13)$$

woraus

$$q_0 = 2/3 \cdot \lambda \cdot L \cdot \frac{1}{h_0} \cdot (2 - \sqrt{2}) = 0,391 \cdot \lambda \cdot L \cdot \frac{1}{h_0}$$

und die gesuchte benetzte Rechenlänge

$$L = 2,561 \cdot \frac{q_0}{\lambda \cdot \frac{1}{h_0}}. \quad (14)$$

Drückt man, wie schon oben, die Wassertiefen h durch die Anfangstiefe h_0 , ferner die Abszissen $\bar{s}$ durch die benetzte Länge L gemäß Gl. (14) aus, führt also, die bezogenen Werte für die Ordinaten bzw. die Abszissen

$$y = h/h_0 \quad \text{und} \quad x = \bar{s}/L \quad (15)$$

ein, so geht die Ellipsengleichung (11) über in

$$x^2 = 2y - y^2 \quad \text{bzw.} \quad y = 1 - \sqrt{1 - x^2}. \quad (16)$$

Wird die Integration in Gl. (13) nicht für die ganze benetzte Länge, also zwischen $y = 0$ und $y = 1$, sondern von y_u bis $y = 1$ durchgeführt, so kann man eine Näherungsgleichung für die Fließmenge über dem Rechen wie folgt finden (Abb. 7):

Im Querschnitt mit der Abszisse x_u und der Wassertiefe y_u fließt die Wassermenge

$$q_u = q_0 - \lambda \cdot \sqrt{h_0} \cdot L \cdot \int_{y_u}^1 \frac{1-y}{\sqrt{2-y}} \cdot dy.$$

Mit $\lambda \cdot \sqrt{h_0} \cdot L = 2,561 \cdot q_0$ gemäß Gl. (14) wird nach Integration

$$\frac{q_u}{q_0} = 1,707 \cdot (1 + y_u) \cdot \sqrt{2 - y_u} - 2,415 \quad (17)$$

oder, da

$$y_u = 1 - \sqrt{1 - x_u^2},$$

$$\frac{q_u}{q_0} = 1,707 \cdot (2 - \sqrt{1 - x_u^2}) \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 - x_u^2}} - 2,415. \quad (18)$$

Die Spiegellinie nach Gl. (16) und der Wassermengenverlauf nach Gl. (18) sind in Abb. 8 dargestellt und in Tabelle 2

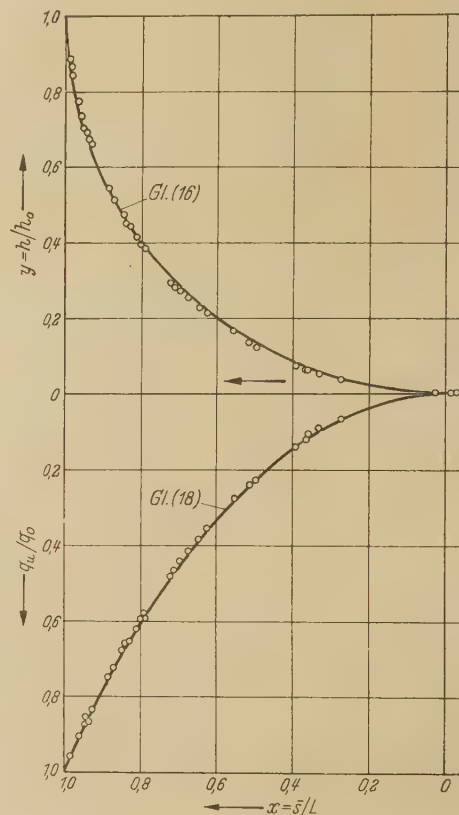


Abb. 8.

zahlenmäßig festgelegt. Die Abbildung enthält auch, in dimensionsloser Darstellung, die Ergebnisse numerischer Integrationen für die verschiedensten Verhältnisse und zeigt wie eng sich die als Ellipse angenommene Spiegellinie und die hieraus ermittelte Wassermengenaufteilung den tatsächlichen Verhältnissen anpaßt.

Tabelle 2

$x = \bar{s}/L = 1,00$	0,95	0,90	0,80	0,70	0,60
$y = h/h_0 = 1,000$	0,688	0,564	0,400	0,286	0,200
$q_u/q_0 = 1,000$	0,885	0,784	0,608	0,459	0,333
$x = \bar{s}/L = 0,50$	0,40	0,30	0,20	0,10	0,00
$y = h/h_0 = 0,134$	0,0835	0,0461	0,0202	0,0050	0,000
$q_u/q_0 = 0,229$	0,145	0,081	0,036	0,008	0,000

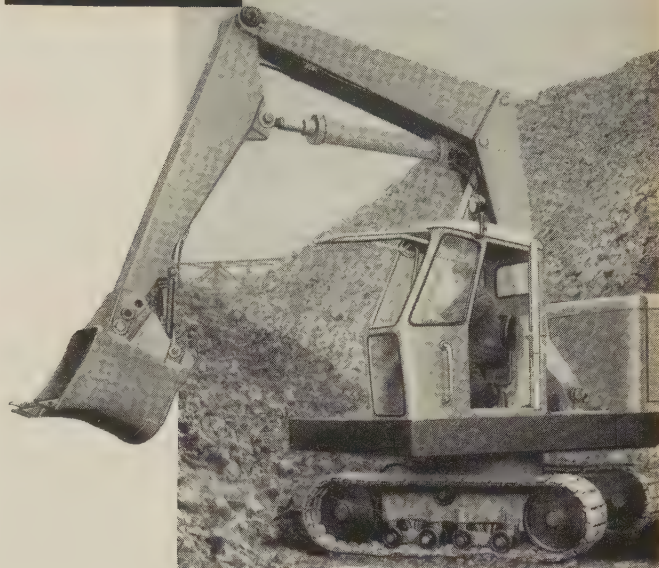
Mit den Gl. (16) und (18) lassen sich folgende Aufgaben lösen, wenn $H_0 = \min H$ und daraus h_0 bekannt und nach Gl. (14) die Benetzungslänge L ermittelt ist:

a) Verteilung der Wassertiefen und Fließmengen auf dem Rechen,



150 Baumaschinen-Aussteller und nahezu 300 Aussteller der ganzjährig geöffneten Bayer. Baumusterschau erwarten Sie!

B 504



DEMAG

VOLLHYDRAULIK-BAGGER

**40%
MEHRLEISTUNG**

Der **DEMAG**-Vollhydraulik-Bagger mit 0,4 m³ Löffelinhalt.

- **Dieser Bagger denkt für Sie!**
Grabkraft und Arbeitsgeschwindigkeit passen sich automatisch den Grabwiderständen an
- **Gleichbleibende Grabkraft**
im gesamten Arbeitsbereich
- **Bedienung narrensicher und einfach**
Anlernen überflüssig - Vollsichtkanzel
- **Unerreicht geländegängig,**
wendig und schnell, dreht auf der Stelle durch gegenläufige Raupenkette
- **Garantiert längere Lebensdauer**
durch stoßfreies Arbeiten auch im schwersten Einsatz. Keine Massenkräfte. Geringer Ersatzteilbedarf gewährleistet. Keine Kupplungen, keine Bremsen

Antrieb durch luftgeköhlten Dieselmotor - Leistung 42 PS

Verlangen Sie den DBF-Informationdienst und die Druckschrift Nr. DB 2008

LUGATO

• für wasserdichten Beton und Putz

TREPINI

• Abbindebeschleuniger

OTRINOL

• Bitumenschutzanstrich

Büchtemann

Hamburg-Wandsbek · Helbingstraße 60/62

BEKANNT FÜR ZUVERLÄSSIGKEIT

DEMAG BAGGERFABRIK GMBH
DÜSSELDORF-BENRATH

Einführung in die technische Mechanik

Nach Vorlesungen. Von Dr.-Ing. **István Szabó**, o. Professor der Mechanik an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg. Mit 484 Abbildungen. XII, 383 Seiten Gr.-8°. 1954.

DM 19,50; Ganzleinen DM 22,50

„Das vorliegende Buch... ist in erster Linie für Studierende geschrieben, und man spürt in ihm auf Schritt und Tritt den berufenen und erfahrenen Lehrer. Als solcher kennt der Verfasser die Schwierigkeiten, die sich dem begrifflichen Erfassen dieser für alle Ingenieure grundlegenden Materie entgegenstellen, und er versteht es vortrefflich, den Studierenden durch sie hindurchzuführen... Von großem Wert sind die zahlreichen, sorgfältig ausgewählten Zahlenbeispiele und einen besonderen Reiz bilden die ebenso zahlreichen historischen Bemerkungen, die Wesentliches zur Entstehungsgeschichte der Mechanik beitragen und in hohem Maße geeignet sind, in den Studierenden Liebe zum Gegenstand zu erwecken und ein tieferes Verständnis für das Menschliche zu schaffen, das sich in diesen eher abstrakten Lehren und Theorien kundtut. Das knapp, klar und übersichtlich geschriebene Werk, in dem stets das Wesentliche mit Geschick herausgearbeitet ist, wird außer Studierenden auch manchem in der Praxis stehenden Ingenieur eine wertvolle Hilfe sein.“

Schweizerische Bauzeitung

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Höhere Technische Mechanik. Nach

Vorlesungen von Dr.-Ing. **István Szabó**, o. Professor der Mechanik an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg. Mit 402 Abbildungen. XII, 472 Seiten Gr.-8°. 1956.

Ganzleinen DM 31,50

Inhaltsübersicht: I. Die Prinzipien der Mechanik: Das Prinzip der virtuellen Arbeiten als allgemeines Grundgesetz der Statik. Anwendungen des Prinzips der virtuellen Arbeiten auf die Elastizitätstheorie (Energimethoden der Elastizitätslehre). Das Prinzip von D'Alembert. Das Hamiltonsche Prinzip. Schwingungen von Saiten (Seilen), Membranen und Stäben. Lagrangesche Bewegungsgleichungen. Die räumliche (Dreh-)Bewegung eines starren Körpers. Variationsrechnung mit Anwendungen auf die Mechanik. — II. Ausgewählte Probleme der höheren Elastizitätstheorie: Der allgemeine Spannungs- und Deformationszustand der linearen Elastizitätstheorie. Der ebene Spannungszustand. Der achsensymmetrische Spannungszustand. Theorie der dünnen Platten mit kleiner Durchbiegung (Kirchhoffsche Plattentheorie). Einblick in die Schalentheorie. Torsion von Stäben und Balken. Instabilitätsprobleme. — III. Einblick in die Plastizitätstheorie: Allgemeine Betrachtungen. Anwendungen. — IV. Theorie der Flüssigkeiten und Gase: Ideale Flüssigkeiten. Dynamik inkompressibler idealer Flüssigkeiten. Bewegung zäher Flüssigkeiten. Einblick in die Dynamik idealer Gase. Potentialtheoretische Behandlung gasdynamischer Probleme. Gasströmungen mit Unstetigkeitsflächen (Verdichtungsstöße). — Namen- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

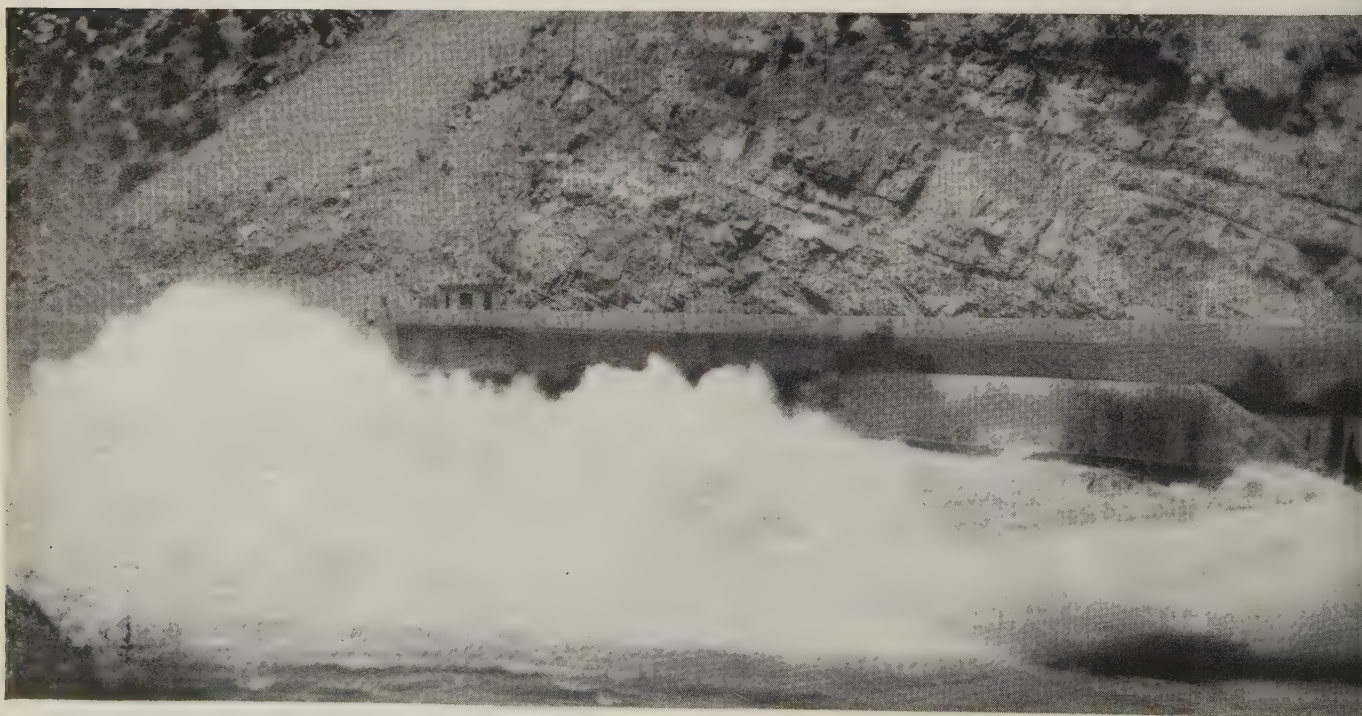
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

VOITH

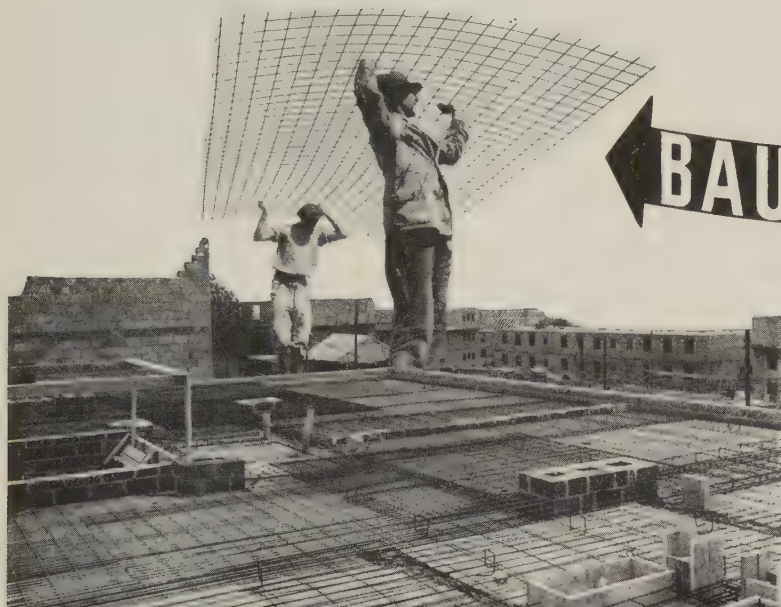


Für die Betriebsbereitschaft einer Wasserkraftanlage sind nicht nur die Turbinen und ihre Regler, sondern auch alle Nebeneinrichtungen wie Wehre, Schützen, Rechen, Rechenreiniger und die Absperrorgane der Rohrleitungen maßgebend. VOITH-HEIDENHEIM hat die Versuchs- und Werkstatteinrichtungen für den Bau auch großer Stücke des Stahlwasserbaus. Das Bild zeigt einen der beiden geschweißten

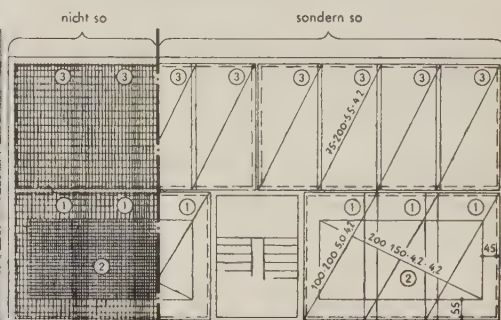
J. M. VOITH GMBH



IMMER WIEDER ÜBERZEUGEND EINFACH UND SCHNELL MIT BAUSTAHLGEWEBE



Verlegeplan untere Bewehrung

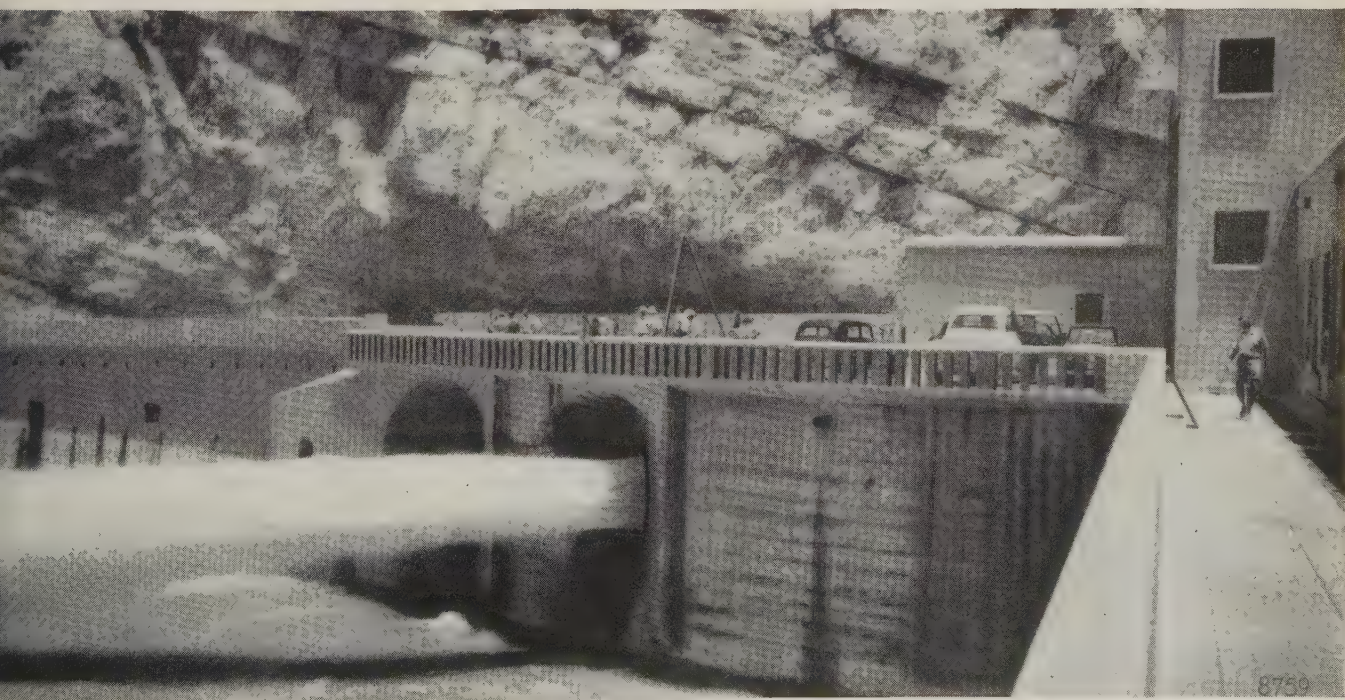


BAUSTAHLGEWEBE G. M. B. H. DÜSSELDORF

Grundablaß-Ringschieber mit 2090 mm Austritts-Durchmesser für 100 m WS Druck im Kraftwerk **Bin el Ouidane** in Marokko in Betrieb. Der Plunger des Ringschiebers wird mittels Handsteuerung durch das Betriebswasser geöffnet oder geschlossen. Für Grundablässe baut VOITH auch Kegelstrahlschieber, bei denen die Energie des Wassers durch Zerstäuben des Strahls wirksam vernichtet wird.

HEIDENHEIM (BRENZ) - WURTT.

VOITH



Höhere Technische Mechanik. Nach Vorlesungen von Dr.-Ing. **István Szabó** o. Professor der Mechanik an der Technischen Universität Berlin-Charlottenburg. Mit 402 Abbildungen. XII, 472 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 31,50

Moderner Flughafenbau. Entwurf, Dimensionierung und Bauausführung von Landebahnen und sonstigen Verkehrsflächen. Von Dipl.-Ing. **Friedrich Kohl**, Brüssel — Wien. Mit 101 Abbildungen. V, 129 Seiten Gr.-8°. 1956. DM 24,—

Der neuzeitliche Straßenbau. Aufgaben und Technik. Von Dr.-Ing. **Erwin Neumann**, Professor an der Technischen Hochschule Stuttgart. Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis. (Handbibliothek für Bauingenieure. Begründet von Robert Otzen, II. Teil 10. Band.) Dritte, umgearbeitete und verbesserte Auflage. Mit 330 Abbildungen. XV, 445 Seiten. Gr.-8°. 1951. Ganzleinen DM 42,—

Der gleislose Erdbau. Anwendung und Einsatz der Geräte. Organisation und Kalkulation des Förderbetriebes. Von Dr.-Ing. **G. Kühn**, Hamburg-Blankenese. Mit 161 Abbildungen. XVI, 375 Seiten. Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 39,—

Grund- und Wasserbau in praktischen Beispielen. Von Professor Dr.-Ing. **Otto Streck**.
Erster Band: **Grundbau, Hydrostatik, Grundwasserbewegung.** Zweite neubearbeitete Auflage. Mit 251 Abbildungen im Text und auf einer Tafel. VIII, 416 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 31,50
Zweiter Band: **Fließende und schwingende Wasserbewegung, Wehre, Wasserauflaufen, Bewässerung, Entwässerung, Wasserwirtschaft.** Mit 361 Abbildungen und 2 Tafeln. XII, 700 Seiten Gr.-8°. 1950. Ganzleinen DM 45,—

Grundlagen der Wasserwirtschaft und Gewässerkunde. Von Prof. Dr.-Ing. **Otto Streck**. Mit 291 Abbildungen. X, 466 Seiten Gr.-8°. 1953. Ganzleinen DM 43,50

Gewässerkunde. Von Dr. **Walter Wundt**, Honorarprofessor an der Universität Freiburg i. Br., Mitglied der Deutschen Akademie der Naturforscher in Halle a. d. S. Mit 185 Abbildungen. VI, 320 Seiten. 1953. Ganzleinen DM 34,50

Schleusen und Hebewerke. Von Dr.-Ing. **Hans Dehnert**, Regierungs- und -baurat a. D., o. Professor an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden. Mit 320 Abbildungen. (Handbibliothek für Bauingenieure. Neue Reihe. Hrsg. von Prof. Dr.-Ing. Ferd. Schleicher.) VIII, 340 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 45,—

Der Dammbau. Grundlagen und Geotechnik der Stau- und Verkehrsdämme. Von Dr.-Ing. **Karl Kell**, Professor für Ingenieurgeologie und Geotechnik an der Hochschule für Verkehrswesen in Dresden. Zweite völlig neubearbeitete Auflage. Mit 600 Abbildungen. XVI, 581 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 69,—

Theoretische Bodenmechanik. Von Dr.-Ing. **Karl Terzaghi**, ord. Prof. an der Harvard-Universität Cambridge, Mass., USA. Übersetzt und bearbeitet nach der fünften amerikanischen Auflage von Dr.-Ing. **Richard Jelinek**, Technische Hochschule München. Mit 153 Abbildungen. XVIII, 505 Seiten Gr.-8°. 1954. Ganzleinen DM 48,—

Die Statik im Stahlbetonbau. Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik. Von Dr.-Ing. **Kurt Beyer**, ehem. ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage. Mit 1372 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. Zweiter richtiger Neudruck. XII, 804 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 66,—

Das Cross-Verfahren. Die Berechnung biege fester Tragwerke nach der Methode des Momentenausgleichs. Von Dr.-Ing. **Johannes Johansson**. Zweite, völlig umgearbeitete Auflage von Dipl.-Ing. **Günter Raczat**. Mit 161 Abbildungen und 38 Rechenbeispielen. XII, 168 Seiten Gr.-8°. 1955. DM 17,40

SPRINGER-VERLAG · BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Die Cross-Methode und ihre praktische Anwendung. Von Dr.-Ing. habil. **Richard Guldán**, o. Professor an der Technischen Hochschule Hannover. Mit 800 Textabbildungen, 75 Tafeln, 46 Zahlenbeispielen. XIX, 472 Seiten Gr.-8°. 1955. Ganzleinen DM 72,—

SPRINGER-VERLAG WIEN

b) Ermittlung der abgezogenen Wassermenge. Ist die Rechenlänge l mindestens gleich der rechnerischen Benetzungslänge L , so wird der gesamte Zufluß abgezogen. Endet dagegen der Rechen bei der Abszisse $x_u = (L - l)/L$ d. h. ist er kürzer, so wird eine Wassermenge von

$$q_0 \cdot (1 - q_u/q_0)$$

eingezogen, wobei q_u für die Abszisse x_u zu verstehen ist.

Die aus Abb. 8 ersichtlichen Kurven kommen in der dargestellten Form dann zustande, wenn am Rechenbeginn die Energiehöhe $H_0 = \min H = 1,5 \cdot \sqrt[3]{q_0^2/g}$ ansteht. Nun ist es aber auch möglich, daß hier eine andere Energiehöhe vorhanden ist, z. B. wenn der Rechen nicht auf Höhe der Wehrkrone beginnt, sondern tiefer (Abb. 9). Das Wasser

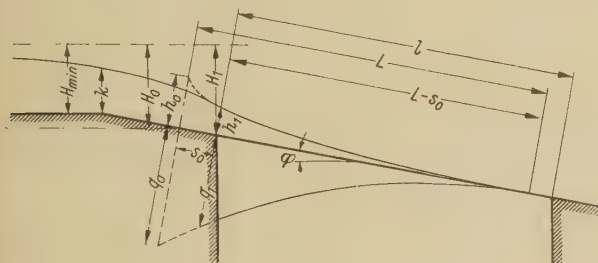


Abb. 9.

nimmt dann am Rechenanfang eine kleinere Wassertiefe als h_0 an, die Spiegellinie und die Wassermengenkurve der Abb. 8 werden nach links hin nicht durch die Abszisse $x = 1$ begrenzt, sondern durch einen kleineren Wert. Denkt man sich in Abb. 9 die h -Linie flussaufwärts verlängert, so muß man zu einer Tiefe h_0 kommen und zu einer fiktiven Wassermenge q_0 , bei der der Sohlenabstand vom Energiehorizont des Oberwassers gerade die Mindesthöhe über der Sohle hat, bei der Durchfluß von q_0 noch möglich ist. Dieser Punkt sei vom Rechenanfang um das Maß s_0 entfernt. Von ihm aus aus rechnet die benetzte Länge L , die für den Abzug der gedachten Wassermenge q_0 nötig wäre. Hat man also s_0 gefunden, so kann man mit den Ausgangswerten q_0 und h_0 rechnen wie früher, und Tiefe und Abfluß an der Stelle $\bar{s} = L - s_0$ stimmen mit den tatsächlich vorhandenen Werten h_1 und q_1 überein.

Zunächst ist

$$H_1 = H_0 + s_0 \cdot \sin \varphi. \quad (19)$$

Der Abfluß q_0 bei der Energiehöhe H_0 ergibt sich für die horizontale Oberwasserströmung ($\varphi = 0$) als GrößtWert nach Gl. (8 a) zu

$$q_0 = 0,3849 \cdot \sqrt[3]{2g \cdot H_0^{3/2}}. \quad (20)$$

Andererseits gilt angenähert:

$$q_0 = \frac{\lambda}{2} \cdot (\sqrt{h_0} + \sqrt{h_1}) s_0 + q_1. \quad (21)$$

Die Vereinigung von Gl. (19), (20) und (21) liefert

$$\frac{\lambda}{2} \cdot (\sqrt{h_0} + \sqrt{h_1}) \cdot s_0 + q_1 = 0,3849 \cdot \sqrt[3]{2g \cdot (H_1 - s_0 \cdot \sin \varphi)^{3/2}}.$$

Da nach Gl. (9)

$$h_0 = \kappa \cdot k_0 \quad \text{und} \quad k_0 = 2/3 \cdot H_0 = 2/3 \cdot (H_1 - s_0 \cdot \sin \varphi),$$

so ergibt sich weiterhin

$$\frac{\lambda}{2} \cdot \left\{ \sqrt[3]{2/3 \cdot \kappa \cdot (H_1 - s_0 \cdot \sin \varphi)} + \sqrt{h_1} \right\} \cdot s_0 + q_1 = 0,3849 \cdot \sqrt[3]{2g \cdot (H_1 - s_0 \cdot \sin \varphi)^{3/2}}, \quad (22)$$

woraus die Größe s_0 gefunden werden kann. Dann ist nach Gl. (19) auch H_0 bekannt, ferner nach Gl. (9) auch h_0 . Nach Gl. (20) erhält man q_0 und nach Gl. (14) die benetzte Rechenlänge L , die zur Entnahme von q_0 nötig wäre. Zieht

man hiervon s_0 ab, so ergibt sich die für den Abzug von q_1 erforderlich benetzte Rechenlänge $L - s_0$. Spiegellagen und Wassermengen sodann nach Gl. (16) bis (18) oder aus Abb. 8 und Tabelle 2.

II. Die Sammelrinne

Die Wasserbewegung in der Sammelrinne des Wehrkörpers ist durch lineares Anwachsen der Wassermenge gekennzeichnet. Auch hierfür gilt die allgemeine Gl. (1), aus der sich die Differenzengleichung (2) ableitete, die bei der jetzt zweckmäßigeren Abszissen-zählung flussaufwärts lautet:

$$\Delta h = \Delta s \cdot (I_m - \sin \alpha) + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \left(1 - \frac{u}{v_m}\right) \cdot \frac{q_2^2 - q_1^2}{2g \cdot F_m^2}. \quad (23)$$

Die Reibung kann wiederum vernachlässigt werden. Die auf die Hauptströmungsrichtung bezogene Geschwindigkeitskomponente u ist im Vergleich zur Fließgeschwindigkeit v_m verschwindend klein, so daß

$$\Delta h = -\Delta s \cdot \sin \alpha + \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{q_2^2 - q_1^2}{2g \cdot F_m^2} \quad (24)$$

und, wenn man die Tiefenänderung Δh durch die Höhenänderung Δz ausdrückt ($\Delta h = \Delta z - \Delta s \cdot \sin \alpha$) — Abb. 10 —

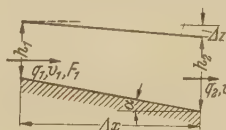


Abb. 10.

$$\Delta z = \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} + \frac{q_2^2 - q_1^2}{2g \cdot F_m^2}. \quad (25)$$

Für die Bemessung der Sammelrinne sind zunächst praktische Gesichtspunkte maßgebend. Beim Geschiebetransport über den Kronenrechen wird je nach Lichtweite zwischen den Rechenstäben Sand in den Sammelkanal gelangen, der hier nicht liegen bleiben darf. Er muß entweder durch eine geeignete Vorrichtung aus der Sammelrinne direkt entfernt werden oder aber durch das fließende Wasser einem hinter dem Oberkanaleinlauf befindlichen Sandfang zugeführt werden. — Zur direkten Entfernung der Ablagerungen hat man in Italien Versuche angestellt [7], [8], die auf der Anwendung von Hebern beruhen. Hierbei spielt die Geschwindigkeit in der Sammelrinne keine solche Rolle wie im zweiten Fall. In diesem muß die Rinne für möglichst große Geschwindigkeiten bemessen werden. Dabei wird aber Gefälle verbraucht, und zwar besonders dann, wenn auch schon am Oberende der Rinne, wo die Fließmengen noch gering sind, größere Geschwindigkeiten erzeugt werden sollen. Allerdings handelt es sich beim Tiroler Wehr sehr häufig um Hochdruckanlagen, wo das im Sammelkanal verbrauchte Gefälle nicht ausschlaggebend ist.

Die Wasserbewegung in Sammelrinnen, die in unserem Fall ausnahmslos rechteckig ausgeführt werden, ist schon

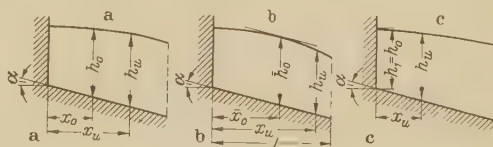


Abb. 11.

in [3] eingehend behandelt worden. Es genügt daher hier die Wiedergabe ihrer Ergebnisse.

Sind Abszisse und Tiefe eines bestimmten Gerinnekpunktes x_u und h_u gegeben, so errechnet (Abb. 11a) sich die Lage x_0 einer anderen Fließtiefe h_0 aus

$$x_0 = \frac{h_0 \cdot h_m \cdot \sin \alpha \cdot x_u^2}{2 \cdot k_u^3} \pm \frac{x_u}{k_u} \sqrt{\frac{h_0^2 \cdot h_m^2 \cdot \sin^2 \alpha \cdot x_u^2}{4 \cdot k_u^4} - \frac{h_0^3}{2 \cdot k_u} - \frac{h_0 \cdot h_m \cdot \sin \alpha \cdot x_u}{k_u} + h_0 \cdot \left(\frac{k_u^2}{h_0} + \frac{h_u^2}{2 \cdot k_u} \right)}. \quad (26)$$

Hierin $h_m = 1/2 \cdot (h_0 + h_u)$ und

$$k_u = \sqrt[3]{\frac{q^2 \cdot x_u^2}{b^2 \cdot g}}$$

q = seitlicher Zufluß vom Rechen je Längeneinheit, b = Gerinnebreite.

Die Spiegellinie hat bei der Abszisse $\bar{x}_0$ einen Kulminationspunkt mit der Tiefe $\bar{h}_0$. Dieser kann, ausgehend von einem flußab gelegenen Punkt (x_u, h_u) berechnet werden aus (Abb. 11 b):

$$\bar{h}_0 \cdot \left[\frac{g \cdot b^2 \cdot h_m \cdot \sin \alpha}{2 \cdot q^2} \right]^2 - \frac{g \cdot b^2}{2 \cdot q^2} [(h_0^2 - h_u^2) + 2 \cdot h_m \cdot \sin \alpha \cdot x_u] + \frac{x_u^2}{h_u} = 0, \quad (27)$$

$$\bar{x}_0 = \frac{g \cdot b^2 \cdot h_m \cdot \bar{h}_0 \cdot \sin \alpha}{2 \cdot q^2} \quad (28)$$

Ergibt sich, was in unserem Fall oft zutrifft, $\bar{x}_0 > L$, so entsteht im Gerinne kein Kulminationspunkt. Die Spiegellinie kann dann Zug um Zug nach Gl. (26) ermittelt werden.

Für den obersten Abschnitt ($x = 0, h_0 = h_1$) gilt (Abb. 11 c):

$$h_1 = -\frac{x_u \cdot \sin \alpha}{2} + \sqrt[3]{2 \cdot \frac{k_u^3}{h_u} + h_u^2 - \frac{\sin \alpha \cdot x_u}{4} \cdot (4 \cdot h_u - \sin \alpha \cdot x_u)}. \quad (29)$$

Bei der Kürze der Sammelrinne genügt in vielen Fällen Gl. (29) allein, um aus der unteren Begrenzungstiefe h_u die Tiefe am oberen Ende h_1 zu finden.

Im übrigen ist auch eine stückweise Berechnung nach Gl. (25) möglich. Die Anwendung der Gl. (26) bis (29) setzt die Kenntnis der Sohlenlage des Gerinnes voraus. Ein anderer Gedanke liegt einem von Hinds gegebenen Verfahren [9], [10], [11] zugrunde, das davon ausgeht, einen bestimmten Verlauf der Geschwindigkeiten vorzuschreiben und daraus — bei konstanter Gerinnebreite — die Wassertiefen und Sohlenhöhen zu ermitteln. Es wird gesetzt

$$v = a \cdot X^m. \quad (30)$$

Damit läßt sich die Bewegungsgleichung in geschlossener Form lösen. Als Gleichung der Spiegellinie, bezogen auf die in Abb. 12 dargestellten Koordinatenachsen, ergibt sich

$$Z = \frac{a^2(m+1)}{2g \cdot m} \cdot X^{2m}. \quad (31)$$

Wenn wir von einer am Unter-Ende aus praktischen Gründen festgelegten Geschwindigkeit $v_u = Q_u / (b_u \cdot h_u)$ ausgehen, so ist die Konstante

$$a = \frac{v_u}{L^m} = \frac{Q_u}{b_u \cdot h_u \cdot L^m}, \quad (32)$$

und der Geschwindigkeitsverlauf ist festgelegt durch

$$v_x = v_u \cdot \left(\frac{X}{L}\right)^m = \frac{Q_u}{b_u \cdot h_u} \cdot \left(\frac{X}{L}\right)^m. \quad (33)$$

Bei der Abszisse X ist die Wassermenge $Q_x = X \cdot q$ und die Fließfläche $F_x = b \cdot h_x$.

Da $h_x = \frac{Q_x}{v_x \cdot b}$, so gilt bei Berücksichtigung von Gl. (33)

$$h_x = \frac{X \cdot q}{v_u \cdot \left(\frac{X}{L}\right)^m \cdot b} = h_u \cdot \left(\frac{X}{L}\right)^{1-m}. \quad (34)$$

Durch Einsetzen von Gl. (32) in (31) wird die Gleichung der Spiegellinie erhalten:

$$Z = \frac{v_u^2}{2g} \cdot \frac{m+1}{m} \cdot \left(\frac{X}{L}\right)^{2m}, \quad (35)$$

die für $X = 0 \dots Z = 0$ und für $X = L \dots Z_u = \frac{v_u^2}{2g} \cdot \frac{m+1}{m}$ liefert.

Ist nach Gl. (35) die Spiegellinie festgelegt, so kann mit den Tiefen nach Gl. (34) der Sohlenverlauf bestimmt werden.

Als brauchbarer Mittelwert wird bei Sammelrinnen hinter Entlastungsüberfällen $m = 0,85$ angegeben. Damit erhält man Sohlenlängenschnitte, die, bis auf das oberste Stück, annähernd geradlinig verlaufen. — Man kann aber durch Wahl von m dem Geschwindigkeitsverlauf eine Form geben, die mit den Zwecken des Sandtransportes übereinstimmt. Wählt man z. B. $m = 0,18$, so ergibt sich bei 20 % der Länge, also bei $X/L = 0,20$, noch eine Geschwindigkeit, die $3/4$ des Wertes am unteren Ende beträgt. Allerdings tritt dann der schon erwähnte erhöhte Gefälleverbrauch in Erscheinung.

III. Zahlenbeispiel

Durch ein 10 m breites Tiroler Wehr soll eine Wassermenge von $4 \text{ m}^3/\text{s}$, je Breitenmeter also $q_0 = 0,4 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$ eingezogen werden. Der Rechen beginnt auf Wehrkronenhöhe und ist unter 10° geneigt. $\lambda = 1,584$. Oberhalb des Wehres befindet sich das Wasser im Grenzzustand. — Rechen und Sammelkanal sind zu bemessen.

$$k_0 = \sqrt[3]{0,4^2/g} = 0,254 \text{ m}; \quad H_0 = \frac{3}{2} \cdot 0,254 = 0,381 \text{ m};$$

$$\lambda = 0,910 \quad [\text{nach Gl. (10) oder Tabelle 1}];$$

$$h_0 = 0,910 \cdot 0,254 = 0,231 \text{ m} \quad [\text{nach Gl. (9)}].$$

Nach Gl. (14) wird die benetzte Rechenlänge

$$L = 2,561 \cdot \frac{0,400}{1,584 \cdot \sqrt[3]{0,231}} = 1,35 \text{ m}.$$

Das Sammelgerinne erhält eine Breite von $b = 1,35 \text{ m}$ und eine Länge von 10 m. Am unteren Ende wird die Geschwindigkeit mit etwa 2 m/s gewählt. Das entspricht einer Fließtiefe von $h_u = 1,50 \text{ m}$, so daß $v_u = 1,975 \text{ m/s}$. Die Sohle erhält auf 10 m Länge ein Gefälle von 0,90 m, so daß $\alpha = 5^\circ 08' 34''$ und $\sin \alpha = 0,0896$.

$$k_u = \sqrt[3]{\frac{10^2 \cdot 0,4^2}{1,35^2 \cdot 9,81}} = 0,965 \text{ m}.$$

a) Die Anwendung von Gl. (27) und (28) liefert $\bar{x}_0 = 11,38 \text{ m}$, so daß kein Kulminationspunkt nach Abb. 11 b zustande kommt.

Nach Gl. (29) wird erhalten

$$h_1 = -\frac{10,0 \cdot 0,0896}{2} + \sqrt[3]{2 \cdot \frac{0,965^3}{1,50} + 1,50^2 - \frac{0,0896 \cdot 10}{4} \cdot (4 \cdot 1,50 - 0,0896 \cdot 10,0)} = 1,069 \text{ m}.$$

[Eine Berechnung in 3 Abschnitten nach Gl. (26) ergibt die Anfangstiefe 1,039 m, also nur unwesentlich mehr.]

Der Spiegelabfall ist $1,069 + 0,90 = 1,50 = 0,469 \text{ m}$.

b) Die Gl. (33), (34) und (35) ergeben mit $m = 0,85$ die in Abb. 13 dargestellten Kurven „a“.

c) Um eine bessere Geschwindigkeitsverteilung entlang dem Sammelkanal zu erzielen, wird $m = 0,18$ gesetzt. Damit er-

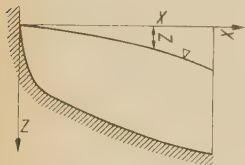


Abb. 12.

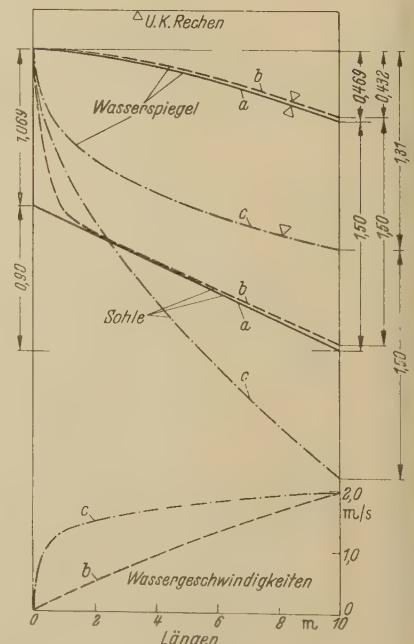


Abb. 13.

geben sich nach den Gl. (33), (34) und (35) die Beziehungen:

$$v_x = 1,975 \cdot \left(\frac{X}{10}\right)^{0,18},$$

$$h_x = 1,50 \cdot \left(\frac{X}{10}\right)^{0,82},$$

$$Z = \frac{1,975^2}{2g} \cdot \frac{1,18}{0,18} \cdot \left(\frac{X}{10}\right)^{2 \cdot 0,18} = 1,305 \cdot \left(\frac{X}{10}\right)^{0,36}$$

und nach Auswertung:

X = 0	1	2	4	6	8	10	m
X/L = 0,0	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	
$v_x = 0,00$	1,31	1,48	1,68	1,82	1,90	1,975	m/s
$h_x = 0,00$	0,23	0,40	0,71	0,99	1,25	1,50	m
Z = 0,00	0,57	0,73	0,94	1,08	1,21	1,31	m

Die Ergebnisse sind zum Vergleich in Abb. 13 zusammen mit denen der anderen Untersuchungen aufgetragen. In allen Fällen ist die X-Achse (wie in Abb. 12) auf die Höhe des Spiegels am Gerinneanfang gelegt, der seinerseits um ein bestimmtes Sicherheitsmaß unter dem tiefsten Punkt des Rechens liegt. — Zunächst zeigt der Vergleich der Fälle a) und b), daß sie sich nicht wesentlich voneinander unterscheiden und daß vor allem der Geschwindigkeitsverlauf im Hinblick auf den Sandtransport nicht befriedigt. Der Gefälleverbrauch beträgt 0,47 bzw. 0,43 m.

In Fall c) ist die Geschwindigkeitsverteilung wesentlich besser, sie ist aber durch einen Gefälleverbrauch von 1,31 m, also durch eine Vergrößerung gegenüber a) und b) um etwa 0,9 m erkauft.

Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, daß im Fall c) die verwendeten Formeln bei den großen Sohlen- und Spiegelgefällen, besonders in der oberen Gerinnestrecke, nur mehr annähernd zutreffen können. Für die hier verlangte Genauigkeit der Berechnung reichen sie aber dennoch aus.

IV. Schlußbemerkung

Die Querschnitte müssen für die Ausbauwassermenge bemessen werden. Führt nun der Fluß mehr Wasser als entnommen werden kann, so fließt am unteren Rechenende eine bestimmte Restwassermenge ins Unterwasser ab, aber auch die Eintrittsmenge in den Sammelkanal wird größer. Schließt sich an das Wehr ein Druckstollen oder eine Hangrohrleitung an, so tritt eine Selbstregelung in der Weise ein, daß der Spiegel im Wasserschloß so lange ansteigt,

bis der Sammelkanal so weit unter Druck ist, daß die Druckdifferenz am Rechen eben für die Einleitung der verlangten Wassermenge ausreicht. Liegt dagegen, wie es meist, schon wegen der Sandfanganordnung, der Fall ist, ein Freispiegelgerinne vor, so ist mit dem vermehrten Wassereintritt u. U. eine Gefährdung des Kanals verbunden, der in der bekannten Weise durch Überläufe oder ähnliche Einrichtungen oder durch entsprechende Höhenfestlegung der Dämme abgeholfen werden muß. Am besten ist eine Drosselung am Ober-Ende; sie setzt freilich voraus, daß die Absperrorgane entweder stets erreichbar oder genügend sicher ferngesteuert werden können. — Bei Hochwasser vollends werden die Verhältnisse ganz unübersichtlich. Eine Berechnung ist kaum mehr möglich, weil die Wasserbewegung über dem Wehrkörper nicht überblickt werden kann.

Da der Einlaufrechen zeitweilig von Geschiebe überrollt oder auch von Eis versetzt ist, sind zu den rechnerisch ermittelten Rechenabmessungen gewisse Sicherheitszuschläge zu machen.

Aus den Untersuchungen über das in der Sammelrinne erforderliche Gefälle geht hervor, daß eine durchweg ausreichende Fließgeschwindigkeit nur bei Bereitstellung von reichlichem Gefälle möglich ist, was bei Hochdruckanlagen wohl meist der Fall sein wird. (Es sei noch besonders erwähnt, daß eine tiefe Lage des Ableitungskanals auch die bei Hochwasser eindringende Wassermenge in unerwünschter Weise vergrößert.) — Wo dieses reichliche Gefälle aber nicht verfügbar ist, gewinnen die Versuche zur Abheberung des Sandes Bedeutung. Modellversuche hierzu waren erfolgreich, praktische Erfahrungen sind uns dagegen noch nicht bekannt geworden.

Literatur

1. F. Angerer: Wasserkraft und Wasserwirtschaft 25 (1930) S. 189.
2. H. Favre: Contribution à l'étude des courants liquides. Zürich 1933.
3. J. Frank: Bauingenieur 24 (1949) S. 353.
4. M. Bouvard: La Houille Blanche 8 (1953) S. 290.
5. J. Orth, E. Chardonnet, G. Meynard: La Houille Blanche 9 (1954) S. 343.
6. J. Kuntzmann u. M. Bouvard: La Houille Blanche 9 (1954) S. 569.
7. G. Evangelisti: L'Energia Elettrica 28 (1951) S. 241.
8. E. Indri: L'Energia Elettrica 30 (1953) S. 473.
9. W. P. Craeger, J. D. Justin u. J. Hinds: Engineering for Dams, Band 1, S. 216, New York 1947.
10. J. Frank: Referat zu [11]. Bauingenieur 28 (1953) S. 295.
11. C. Viparelli: L'Energia Elettrica 29 (1952) S. 341.

Folgerungen aus der Hydraulik für Tiefschütze

Von Dr.-Ing. G. Wickert, Dortmund, Dozent der TH Karlsruhe

I. Einleitung

Tiefschütze liegen, wie ihr Name sagt, tief unter dem Stauziel und sind deshalb für hohen Wasserdruck berechnet. Die zur Bewegung dieser Schütze bisheriger Bauart erforderlichen Antriebskräfte stehen infolge des großen Druckes in sehr ungünstigem Verhältnis zum Eigengewicht des Verschlusses. Beispielsweise sind für die Regulierschütze des Stauwerkes Chastang Öldruck-Servomotore mit einer Hubkraft von 300 t eingebaut, bei der linksufrigen Hochwasserabführung der Wasserkraftanlage von Génissiat wird der Verschluß von etwa 18,0 m² durch einen Servomotor mit einer Hubkraft von 550 t und die Schütztafeln der rechtsufrigen Hochwasserentlastung der gleichen Anlage durch je 2 Servomotore mit einer Hubkraft von zusammen 800 t bewegt. In allen Fällen betragen die Hubkräfte, nach denen die Antriebe ausgelegt werden, ein Vielfaches des Eigengewichtes der Verschlüsse. Worin liegt nun dieser scheinbare Widerspruch begründet? Sind nicht doch Möglichkeiten vorhanden, um mit schwächeren Antrieben auszukommen?

II. Die wirkenden Kräfte bei den bisherigen Konstruktionen

1. Kräfte des Wassers

a) *Statischer Wasserdruck.* Unter Berücksichtigung der Grundgesetze, daß durch Wasser Schubkräfte nicht übertragen werden, der Wasserdruck immer senkrecht auf eine Fläche wirkt und die Größe des spezifischen Wasserdruckes unabhängig von der Richtung ist, entspricht der Flüssigkeitsdruck auf die Flächeneinheit in der Wassertiefe zugleich dem Druck über dem Wasser und dem Gewicht der über der Fläche stehenden Wassersäule. Da es sich bei Tiefschützen im allgemeinen um gerade Flächen handelt, genügt diese Feststellung zur Ermittlung des wirksamen statischen Wasserdruckes, also des Druckes auf die Verschlusskonstruktion, wenn Wasser noch nicht fließt.

b) *Dynamischer Wasserdruck.* Wird nun der Durchflußquerschnitt freigegeben, dann setzt sich ein Teil des statischen Druckes in Geschwindigkeit um (Abb. 1). Sind in den Punkten P_0 , P , P_a näherungsweise die entsprechenden Geschwindigkeiten v_0 , v , v_a , dann gilt

$$v_a = v_0 \cdot z_0 / z_a, \quad v = v_0 \cdot z_0 / z.$$

Aus der Bernoullischen Gleichung folgt

$$\frac{p_0}{\gamma} + \frac{v_0^2}{2g} + z_0 = \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z, \quad (2)$$

und es wird

$$\frac{p - p_0}{\gamma} = z_0 - z - \frac{v^2 - v_0^2}{2g}. \quad (3)$$

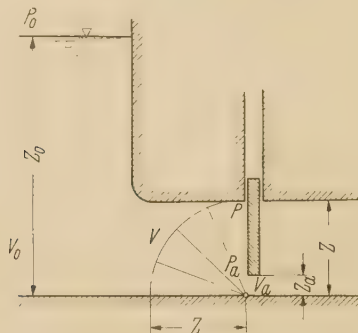


Abb. 1. Schematische Darstellung eines Tiefschützes in einem Druckstollen.

Setzen wir für $p - p_0 = \Delta p$ und aus Gl. (1) den Ausdruck für die Geschwindigkeit sinngemäß in Gl. (3) ein, geht diese über in

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = z_0 - z - \frac{v_0^2}{2g} \left[\left(\frac{z_0}{z} \right)^2 - 1 \right]. \quad (4)$$

Wird für das Schütz an der Stelle P_a volle Umsetzung der Druckenergie in kinetische Energie angenommen, so erhalten wir, da $\Delta p = 0$, aus Gl. (2) für die Geschwindigkeit v_a

$$\frac{v_a^2}{2g} = z_0 - z_a + \frac{v_0^2}{2g}. \quad (5)$$

Nach Umformung mit Hilfe der Gl. (1) wird Gl. (5)

$$\frac{v_0^2}{2g} = \frac{z_a^2}{z_0 + z_a}. \quad (6)$$

Aus Gl. (6) und Gl. (4) folgt

$$\frac{\Delta p}{\gamma} = z_0 - z - \frac{z_a^2}{z_0 + z_a} \left(\frac{z_0^2}{z^2} - 1 \right). \quad (7)$$

Die dynamische Druckkraft für die Breite 1 nimmt den Wert an

$$D_d = \int_{z_a}^z \Delta p \, dz = \gamma \left[2z_0 - (z + z_0) \left(\frac{1}{2} - \frac{z_a}{z + z_a} \right) \right] (z - z_a). \quad (8)$$

Da der statische Druck

$$D_s = \gamma \left[2z_0 - (z + z_a) \right] (z - z_a) \quad (9)$$

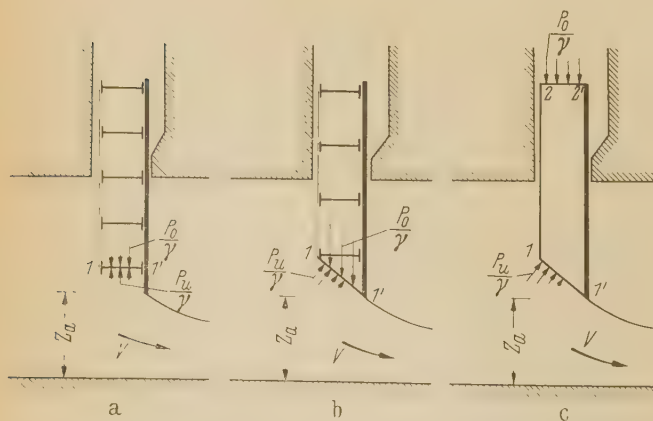


Abb. 2. Druckverhältnisse an einem unterströmten Schütz.
a) am Endriegel; b) am Leitblech; c) an der Schüttoberfläche.

beträgt, wird das Verhältnis des dynamischen zum statischen Druck durch die Beziehung

$$\frac{D_d}{D_s} = 1 - \frac{2z_a}{z + z_a} \quad (10)$$

ausgedrückt.

c) *Hydraulische Auflast.* Wird ein Durchflußquerschnitt z_a freigegeben, so setzt sich die Druckenergie der stehenden Wassersäule in kinetische Energie, in Strömung um, und es nimmt die Druckhöhe p/γ , da die Bernoullische Gleichung [Gl. (2)] erfüllt bleibt, um den Betrag der Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ ab. Bei völliger Energieumwandlung wird somit die Druckhöhe $p/\gamma = 0$. Diese Überlegung auf Umrißformen eines Schützes mit unterwasserseitiger Stauwand (Abb. 2) übertragen, sagt aus: Schießt unter dem Endriegel 11' das Wasser mit einer aus der Druckhöhe sich ergebenden Geschwindigkeit hindurch, so nimmt die Druckhöhe p_u/γ unter dem Riegel um die Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$ ab, über dem Riegel (p_0/γ) dagegen bleibt infolge des in der Regel dort fast ruhig stehenden Wassers ($v \rightarrow 0$) die statische Druckhöhe bestehen (Abb. 2a). Die Differenz dieser beiden Druckhöhen

über den ganzen Riegel mit der Fläche $\sum_1 f = F$ summiert, liefert die hydraulische Auflast

$$A = \gamma \sum_1 \left(\frac{p_0 - p_u}{\gamma} \right) f, \quad (11a)$$

die auf dem Schütz lastet und es abwärts drücken will. Diese zusätzliche Last ist durch das Hubwerk aufzunehmen. Wird beispielsweise ein Leitblech (Abb. 2b, 11') angeordnet, so ergibt auch hier die Summe der Druckdifferenzen die Auflast. Durch Wahl eines geschlossenen Kastens (Abb. 2c) verlagert sich der statische Druck zum Endblech 22' und die wirksame hydraulische Auflast wird dann

$$A = \gamma \left(\sum_2 \frac{p_0}{\gamma} f - \sum_1 \frac{p_u}{\gamma} f \right). \quad (11b)$$

Durch entsprechende Ausbildung des Schützes im Bereich der Durchströmung kann die Restdruckhöhe p_u/γ Null werden mit einer Auflast

$$A = \gamma \sum \frac{p_0}{\gamma} f. \quad (11c)$$

In dem Durchflußquerschnitt erfolgt je nach der Form der Schützunterkante eine Kontraktion des Strahles, die dadurch bedingt ist, daß theoretisch eine unendlich große Druckhöhe erforderlich wäre, eine inkompressible Strömung anliegend um eine Ecke zu leiten. Es kann sich somit bei ungünstigen Umlenkungen eine größere Fließgeschwindigkeit einstellen, als bei der vorhandenen Druckhöhe normalerweise zu erzielen wäre. Da aber auch für diesen Fall die Gl. (2) ihre Gültigkeit behält, muß die Druckhöhe einen negativen Wert annehmen; es stellt sich somit Unterdruck oder Sog ein, der das Schütz abwärts zu ziehen versucht und durch die Beziehung

$$A = \gamma \sum_1 \frac{p_u}{\gamma} f. \quad (11d)$$

erfaßt wird. Die Sogkraft wirkt in gleicher Richtung und damit die Auflast vergrößernd. Allerdings kann der Sog nur bis zur Aufhebung des Atmosphärendruckes, also bis zur Größe $10,33 \text{ t/m}^2$ anwachsen.

2. Reibungskräfte

Wird ein Verschluß unter Wasserdruck bewegt, so sind dabei die der Bewegung entgegen wirkenden Reibungskräfte zu überwinden.

a) *Lagerungsreibung.* Der bei der gleitenden Bewegung auftretende tangentielle Reibungswiderstand,

Die Gleitreibung R_g , wird im allgemeinen proportional dem Normaldruck D_s bzw. D_d [Gl. (8) u. (9)], der senkrecht zur Gleitebene steht, gesetzt

$$R_g = \mu \cdot D_{s,d} \quad (12)$$

Es ist somit die Gleitreibung unabhängig von der Größe der Reibungsfläche, sondern nur proportional der Normalkraft und des Reibungsbeiwertes als Ausdruck der Materialbeschaffenheit.

Ohne Berücksichtigung des Anfahrwiderstandes kann bei Reibung von Metall auf Metall als Mittelwert für den Reibungsbeiwert $\mu = 0,3$ bis $0,4$ gesetzt werden.

Wird bei der Rollreibung überschläglich, ohne auf die verschiedenen Berechnungsverfahren weiter einzugehen, die zur Überwindung des Rollwiderstandes auftretende Kraft mit 1% der Normalkraft aus Wasserdruck angenommen, dann ergibt sich für die Reibungskraft

$$R_r = 0,01 \cdot D_{s,d} \quad (13)$$

b) **Dichtungsreibung.** Unter Verwendung eines Gummiprofiles (Abb. 3) beträgt der Dichtungsdruck bezogen auf die Längeneinheit bei einem Wasserdruck w

$$S = w \cdot \frac{1}{2} + w \frac{G^2}{4l} \quad (14)$$

Die Gesamtreibungskraft einer L -Meter langen Dichtung mit einem Reibungsbeiwert μ nimmt dann den Wert

$$R_d = \mu \cdot L \cdot w \left(\frac{1}{2} + \frac{G^2}{4l} \right) \quad (15)$$

an. Da bei Tiefschützen im allgemeinen Gummiprofile mit einvulkanisierter nichtrostender Metallschale verwendet werden, berücksichtigt ein Reibungsbeiwert von $\mu = 0,3$ ausreichend die auftretenden Widerstände. Wird ein in Amerika gern verwendetes mittleres Profil mit $G = 0,06$ m und $l = 0,04$ m benutzt, so geht Gl. (15) über in

$$R_d = w \cdot L \cdot 0,00675 \quad (16)$$

3. Zusammenwirken der Kräfte

Beim Öffnungsvorgang des Schützes ist zur Überwindung, wenn zufällige Widerstände unberücksichtigt bleiben sollen, durch den Antrieb eine Kraft aufzuwenden von

$$K_h = E + A + H + \frac{R_g}{R_r} + R_d \quad (17a)$$

und für den Schließvorgang

$$K_s = E + A + H - \left(\frac{R_g}{R_r} + R_d \right) \quad (17b)$$

Hierbei bedeuten

E = Eigengewicht des Schützes einschl. Armaturen und ggfs. Ballast,

H = Eigengewicht der mit zu hebenden oder zu senkenden Konstruktionsteile des Hubmittels.

III. Vorschläge zur Reduzierung der Kräfte

Das Eigengewicht des Schützes, bedingt durch die statischen Erfordernisse, läßt sich, wenn nach modernen Gesichtspunkten konstruiert worden ist, nur noch unwesentlich verringern. Auch die Gleit- oder Rollreibung als Funktion der Horizontalbelastung und des Reibungsbeiwertes kann durch Wahl entsprechender Legierungen zwar noch etwas, wenn auch nur unbedeutend, ermäßigt werden. Somit scheiden diese beiden Teilkräfte für die weiteren Überlegungen aus.

1. Hydraulische Auflast

a) **Schützunterfläche.** Wird ein Planschütz (Stauwand oberwasserseitig) unterströmt, so löst sich die Strömung an der Schneide ab und bildet einen Freistrahls mit bestimmter Kontur. Da der statische Druck auf dem Rand eines Freistrahles konstant ist, liegt der Schluß nahe, den unteren Wandverlauf des Schützes der Kontur des frei austretenden Strahles nachzubilden. Hierdurch werden störende Wirbel und vor allem Sogerscheinungen vermieden.

Die komplexe Ebene $z = x + iy$ läßt sich mit Hilfe der Schwarz-Christoffelschen Transformation und einer Exponentialtransformation stets auf die universelle Grundebene des komplexen Potentials $\omega = \varphi + i\psi$ abbilden. Hierbei bedeuten die Größen ψ und φ , aus denen sich das komplexe Potential zusammensetzt, in der Strömungsebene z die reale Stromfunktion bzw. das reale Potential. In der Grundebene (Abb. 4b) ist die z -Ebene durch den Horizontalstreifen $0 \leq i\varphi \leq i\pi$ dargestellt. Negative φ -Werte stellen den Freistrahls und positive φ -Werte den Behälterraum dar. Die Abbildung zwischen

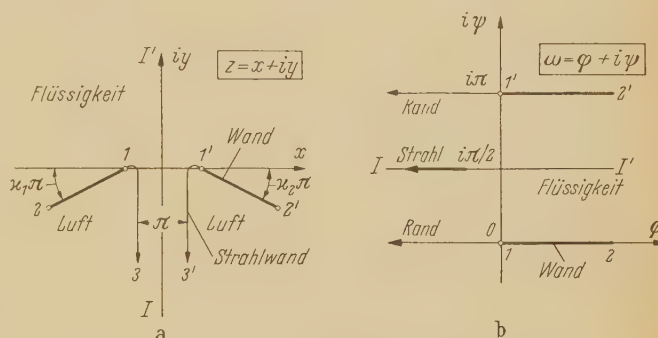


Abb. 4. Zur komplexen Darstellung ebener Freistrahlen. a) komplexe Strömungsebene; b) komplexe Potentialebene ω .

den beiden komplexen Ebenen z und ω wird speziell für die betrachtete Art von Freistrahlen durch die Beziehung

$$dz = e^{i\kappa_1\pi} (e^\omega + \sqrt{e^{2\omega} - 1})^{-(1+\kappa_1+\kappa_2)} d\omega \quad (18)$$

ausgedrückt.

Für die freie Strahlgrenze 13 (Abb. 4a) ist $\psi = 0$, $0 \geq \varphi \geq -\infty$ und folglich in der z -Ebene

$$dz = (\cos \kappa_1 \pi + i \sin \kappa_1 \pi) (e^\varphi + i \sqrt{1 - e^{2\varphi}})^{1+\kappa_1+\kappa_2} d\omega, \quad (19)$$

und für die freie Strahlgrenze 1'3' ist $\psi = \pi$, $0 \geq \varphi \geq -\infty$ und damit in der z -Ebene

$$dz = (\cos \kappa_1 \pi + i \sin \kappa_1 \pi) (-e^\varphi - i \sqrt{1 - e^{2\varphi}})^{1+\kappa_1+\kappa_2} d\omega. \quad (20)$$

Wird mit s die von 1 bzw. 1' gemessene Kurvenlänge des Strahlrandes, auf dem überall der Betrag der Geschwindigkeit konstant ist, bezeichnet, dann gilt

$$v_\infty = |\text{grad } \varphi| = -d\varphi/ds = 1, \quad (21)$$

und es sagt diese Beziehung aus

$$\varphi = -s, \quad \omega = \varphi, \quad d\omega = ds$$

für den Strahl 13 und

$$\varphi = -s, \quad \omega = \varphi + i\pi, \quad d\omega = ds$$

für die Strahlgrenze 1'3'.

Bei einem Ausfluß aus einem Schlitz in ebener Wand ist $\kappa_1 = \kappa_2 = 0$ und Gl. (18) liefert unter Berücksichtigung der Gl. (21)

$$dz = -(e^{-s} + i \sqrt{1 - e^{-2s}}) ds, \quad (22)$$

mit

$$x = e^{-s} + a$$

$$y = -\int_0^s \sqrt{1 - e^{-2s}} ds. \quad (23)$$

Die Integrationskonstante a gibt den Wert x für $s = \infty$ an. Da alle Stromlinien parallel zur negativen y -Achse

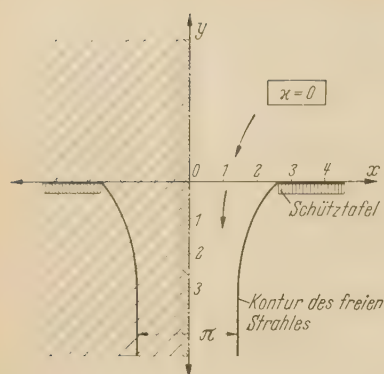


Abb. 5. Die Strahlform eines ebenen Strahles aus dem Schlitz einer ebenen Wand.

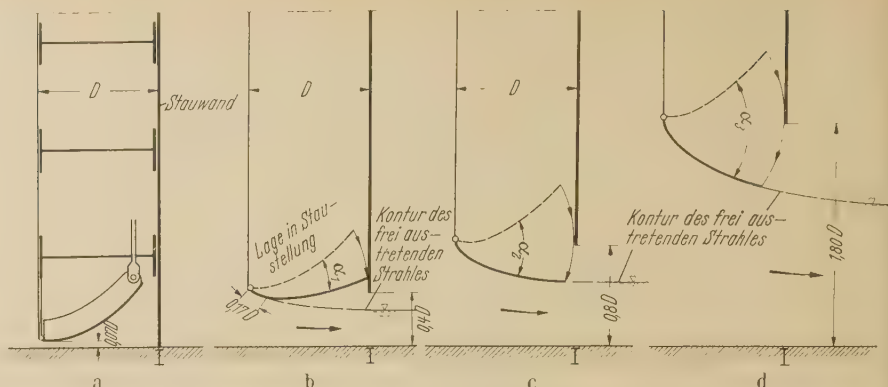


Abb. 6. Schütz mit beweglichem Leitblech.
a) Staustellung; b), c), d) Hub um 0,4, 0,8 und 1,8 D, Drehung des Leitbleches um α_1 , α_2 , und α_3 .

verlaufen, folgt aus den Cauchy-Riemannschen Differentialgleichungen

$$u = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \quad v = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}, \quad (24)$$

für die wahren Geschwindigkeitskomponenten u und v in Richtung x und y mit Hilfe der Gl. (23) die Beziehung

$$v_\infty = 1 = \lim_{y \rightarrow \infty} \left(\frac{\partial \varphi}{\partial y} \right) = -\partial \varphi / \partial s = -\lim_{y \rightarrow \infty} \left(\frac{\partial \psi}{\partial z} \right). \quad (25)$$

Da für den Strahlrand 13 stets $\varphi = 0$ und für 1'3' $\varphi = \pi$ sein müssen, folgt die gesamte Strahlbreite zu π für $s = \infty$. Hiermit ist die Integrationskonstante a festgelegt. Eine ähnliche Betrachtung für den Strahlrand 1'3' mit der y -Achse willkürlich in Strahlmitte (Abb. 5) und eine Integration der Gl. (23) lieferte

$$x = \pm \left(e^{-s} + \frac{\pi}{2} \right), \quad (26)$$

$$y = \sqrt{1 - e^{-2s}} - \ln \left(e^s + \sqrt{e^{2s} - 1} \right), \quad (27)$$

dabei durchläuft s willkürliche Werte von 0 bis ∞ und das positive bzw. negative Vorzeichen in x gilt für den Strahlrand 13 bzw. 1'3'. Die Kontraktion ist durch das Verhältnis der x -Werte für $s = \infty$ und $s = 0$ gegeben und es wird

$$\alpha = \mu = \frac{\pi}{2 + \pi} = 0,611. \quad (28)$$

Da die y -Achse durch ihre Lage gleichzeitig Symmetrieachse für die beiden Konturen des austretenden Strahles ist (Abb. 5), wird der negative x -Ast weggelassen und das verbleibende Teilbild um 90° nach links gedreht. Dieses entspricht dann dem freien Abfluß unter einer Schütztafel, dabei stellt die y -Achse die Sohle des Druckstollens dar.

Aus den Gl. (26) und (27) lassen sich folgende wichtige Tatsachen erkennen: Das Verhältnis der Einschnürung eines frei austretenden Strahles zur Spaltgröße ist unabhängig von der Größe der Druckhöhe und bleibt von der Abmessung des Ausflußspaltes unbeeinflusst.

Die Tabelle 1 bringt eine Zusammenstellung verschiedener aus Gl. (26) und (27) berechneter x - und y -Werte; dabei ist zu beachten, daß diese nachfolgenden Werte auf das übliche Koordinatensystem bezogen sind, also die x -Achse mit der Sohle des Druckstollens identisch ist. Der Nullpunkt liegt unter der Vorderkante der Schützkonstruktion. Da das Schütz aus statischen Gründen eine bestimmte Konstruktionshöhe D erfordert, wird zur Reduzierung oder Vermeidung von Sogkräften und störenden starken Walzen vorgeschlagen, die untere Schützform möglichst der Kontur des frei austretenden Strahles anzupassen. Nun verändert sich allerdings die Oberfläche des Wasserbandes in Abhängigkeit des Schützhubes [siehe Tab. 1, Gl. (26) u. (27)]. Es ist somit erforderlich, diese untere Schützbegrenzung als bewegliches Leitblech auszubilden, das entsprechend

der Schützstellung in Abhängigkeit des Ausflußspaltes sich einstellt (Abb. 6). Dies kann mittels eines mechanischen Antriebes erfolgen, der mit der Schützbewegung gekoppelt ist, so daß die Bewegung eindeutig und stets gleichbleibend der jeweiligen Schützstellung zugeordnet bleibt. Die in Abb. 6 angedeutete Schubstange soll nur auf einen erforderlichen Antrieb hinweisen. Lösungen, diese Drehbewegung in gewünschter Form einzuleiten und die Winkelstellungen zu durchfahren, gibt es an zahlreichen im Maschinenbau erprobten Ausführungen. Die angegebenen Werte sind auf die absolute Konstruktionshöhe D des Schützes bezogen. In Staustellung (Abb. 6a) sitzt das Schütz unterwasserseitig auf, das Leitblech ist in das Schütz hineingedreht und befindet sich mit seinem tiefsten Punkt in einem gewissen Abstand, hier $0,07 D$ über der Sohle. Dichtung und auch Konstruktionsmerkmale entsprechen denen der bisher bekannten Tiefschützen.

Setzt nun der Öffnungsvorgang ein und wird ein Anfangsdurchflußquerschnitt freigegeben, so ist genügend Zuflußquerschnitt unter dem Leitblech und zwischen Stauwand und Leitblech vorhanden, so daß an der Stauwand die Strömungsgeschwindigkeiten klein bleiben. Damit treten Unterdrücke (Sog) nicht auf. Ist das Schütz um $0,40 D$ gehoben (Abb. 6b), so ist das Leitblech um den Winkel α_1 herausgedreht, das Wasserband schmiegt sich entlang der Strecke $0,17 D$ an das Leitblech an und löst sich dann ab, ein Vorgang, den einige Durchbrüche im Leitblech erleichtern. Bei weiterem Hub (Abb. 6c, d) entspricht das Leitblech auf ganzer Länge der Kontur des frei austretenden Strahles. Beim Schließvorgang läuft das gleiche Einstellspiel in umgekehrter Bewegungsrichtung ab.

Soll trotz der nicht zu übersehenden hydraulischen Vorteile eines beweglichen Leitbleches von dessen Einbau Abstand genommen werden, so gibt die Kenntnis der Kontur des frei austretenden Strahles doch Hinweise, wodurch die Strömungsverhältnisse unter dem Schütz verbessert und Sogkräfte vermieden werden können.

Wird bei der Schützbreite D die Höhendifferenz des tiefsten Punktes 1 der oberstromigen vertikalen Ebene zum tiefsten Punkt 2 der unterstromigen Ebene $22'$ mit c bezeichnet (Abb. 7a) und bildet die Verbindungslinie dieser beiden Punkte mit der Horizontalen den Winkel α_s , dann ist $\tan \alpha_s = c/D$. Das Wasserband des unter dem Endriegel 12' frei austretenden Strahles (Abb. 7b) habe in der Ebene $22'$ bei freiem Durchfluß die Tiefe t (Punkt 3). Der mittlere Neigungswinkel α_k der Kontur wird aus der Geraden 13 und der Horizontalen gebildet. Liegt nun in beliebiger Schützstellung die untere Kante 2 der unterwasserseitigen Schützebene tiefer als die Kontur des für diese Stellung sich ergebenden ideellen freien Strahles (Abb. 7b), so ist bestimmend für das Abflußbild der kleinere Durchflußspalt z_a . Von der unterwasserseitigen Ebene $22'$ nach Oberwasser zu findet somit eine volle Umsetzung der Druckhöhe in Geschwindigkeit nicht mehr statt, es bleibt

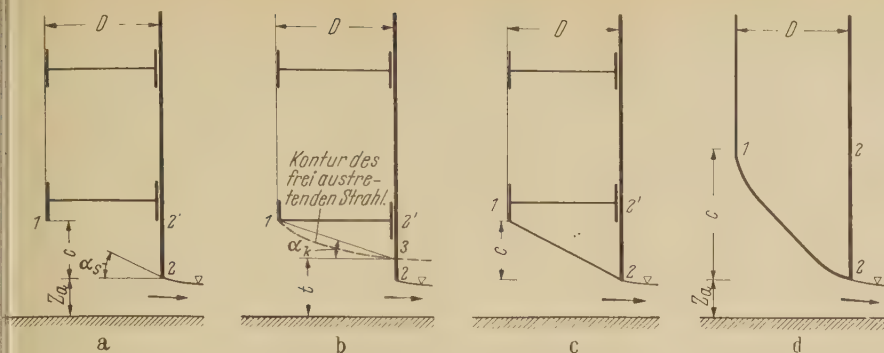


Abb. 7. Schützunterfläche.

a) Neigung des Endriegels; b) Neigungswinkel des frei austretenden Strahles; c), d) Leitbleche.

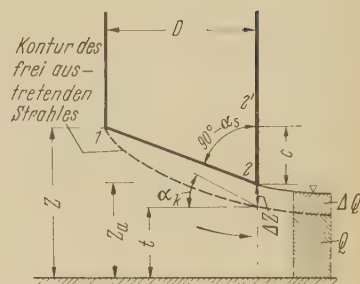


Abb. 8. Darstellung zur Deutung auftretenden Unterdruckes ab einem bestimmten Konstruktionswinkel.

eine Restdruckhöhe entsprechend der Geschwindigkeitshöhe über die ganze Schützbreite D wirksam. Tritt der Fall ein, daß die Hubhöhe z_a des Schützes größer als die Wassertiefe des ideellen, mit einer Abflußmenge Q frei austretenden Strahles in der Ebene $22'$ wird (Abb. 8), dann ist eine um $\Delta z = z_a - t$ größere durchströmte Spalthöhe als bei freiem Abfluß vorhanden. Die somit zusätzlich auf die Tiefe 1 abfließende Wassermenge von $1Q = v \cdot \Delta z \cdot 1,0$ muß durch den Eintrittspalt z in der oberstromigen Ebene gleichzeitig mit der Wassermenge Q des frei austretenden Strahles einströmen. Dies ist aber nur dann möglich, wenn auf dem Strömungsweg = Schützbreite D eine größere Geschwindigkeit als bei einem frei austretenden Strahl mit voll in Geschwindigkeit umgewandelter Druckhöhe sich einstellt. Eine Geschwindigkeitserhöhung über den Wert aus dem Toricellischen Theorem wird aber infolge Unterdruck erreicht. Dieses Absinken unter Atmosphärendruck nimmt mit größerer Abweichung von der Kontur des freien Strahles $\Delta z = z_a - t$ zu, bis die Strömung von Unterwasser her abreißt und sich vom Leitblech löst. Damit Sogkräfte nicht auftreten, muß somit $\alpha_k \leq \alpha_s$ sein. Bezogen auf die Konstruktionsbreite D des Schützes im Bereich des Durchflusses sind die Neigungswinkel α_k als Kontur des frei austretenden Strahles aus Gl. (26) u. (27) berechnet und in Abhängigkeit des Schützhubes aufgetragen (Abb. 9), wobei der Schützhub durch die Schützbreite D mit $z_a = \delta \cdot D$ ausgedrückt wird. Handelt es sich beispielsweise um eine Konstruktion, bei der ein Leitblech unter einem Winkel $\alpha_s = 35^\circ$ angeordnet ist oder bei der die Unterkante des Endriegels um den Wert c (Abb. 7) höher liegt mit $\tan \alpha_s = c/D = 0,7 \rightarrow \alpha_s = 35^\circ$, dann treten nach einem Hub des Schützes von $z_a = 1,6 D$ (Abb. 9) Sogkräfte auf, die um so größer werden, desto weiter das Schütz gezogen wird. Allerdings muß dabei der Gültigkeitsbereich

des Diagrammes berücksichtigt werden, der infolge der Zuströmung in einem h hohen Druckstollen zwischen $0 > z_a \leq 3/5 h$ liegt. Bei einem Einlaufverschluß mit horizontalem Vorboden dagegen gilt der Grenzwinkel (Abb. 9) über den ganzen Schützhub. Verlangen konstruktive Gründe eine flachere Neigung als die der Kontur des frei austretenden Strahles ($\alpha_s < \alpha_k$), dann kann die Größe der auftretenden Sogkräfte durch Wasserlöcher im Endriegel oder im Leitblech, die einen teilweisen Druckausgleich gestatten, ermäßigt werden. Auch hilft die Wahl einer kleineren Steghöhe des Endriegels, da dann einmal die Schützbreite D und damit die Lastfläche im Durchflußbereich verringert und zum anderen der Neigungswinkel α_s vergrößert wird. Da an scharfen Ecken infolge der Umlenkung

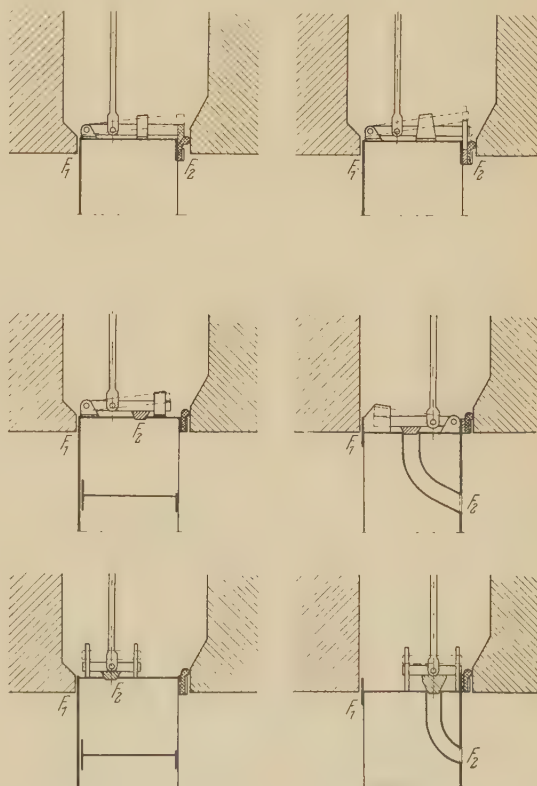


Abb. 10. Vorschläge zur Reduzierung der Auflast bei unterwasserseitiger Dichtung.

ebenfalls Unterdrücke auftreten, werden diese zweckmäßigerweise abgerundet. Aber diese nur örtlich begrenzten Erscheinungen sind bei flacheren Neigungen der Konstruktion ($\alpha_s < \alpha_k$) von untergeordneter Bedeutung.

b) Schützoberfläche. Nach Abschnitt II, c wird bei Freigabe eines Durchflußquerschnittes die Druckhöhe auf die Unterfläche des Schützes um den Betrag der Geschwindig-

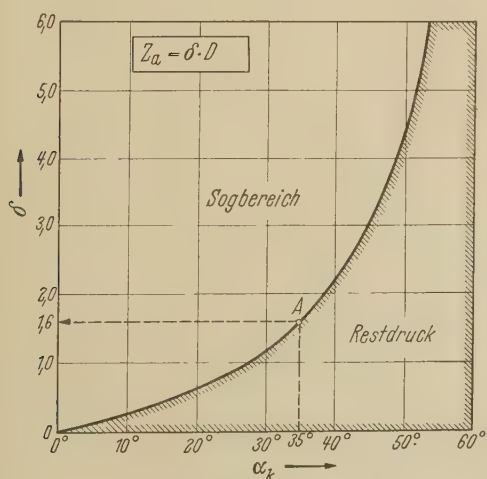


Abb. 9. Darstellung des Grenzwinkels für das Auftreten von Sogkräften in Abhängigkeit vom Schützhub.

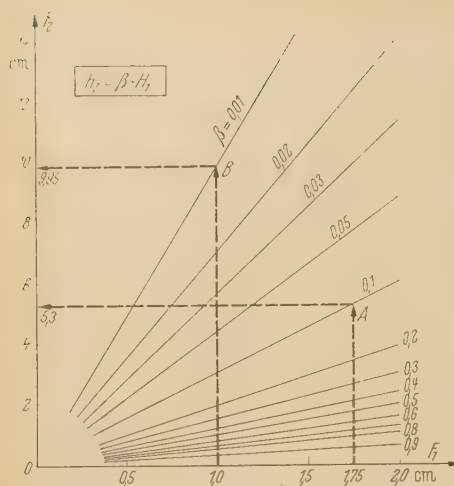


Abb. 11. Nomogramm zur Ermittlung der erforderlichen Abflußspaltbreite F_2 in Abhängigkeit vom Zuflußspalt F_1 und der Druckhöhen H_1 und H_2 .

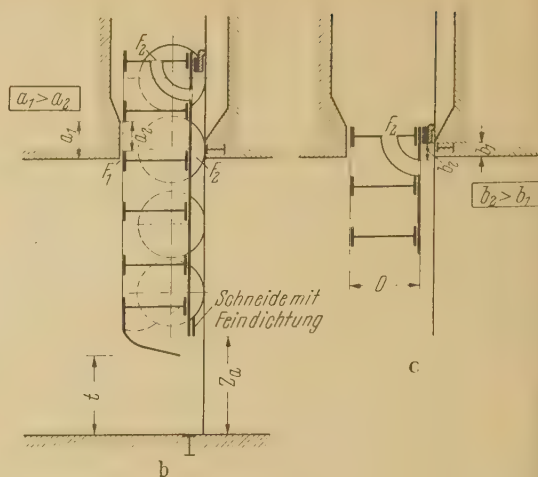
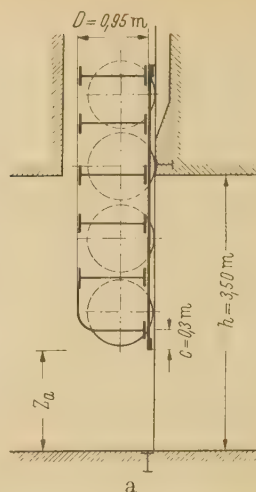


Abb. 12. Gegenüberstellung der Rollschützkonstruktion.
a) alte Art; b) neue Art; c) Breite des Stirndichtungsanschlages für die neue Art.

keitshöhe ermäßigt, während der statische Druck auf die Schüttoberseite unverändert bleibt. Diese beträchtliche, durch den Antrieb zusätzlich zu hebende Auflast zu verringern, soll der nachfolgende Vorschlag dienen.

Das Schütz wird während des Hubvorganges unter Druck in einen Schacht gezogen (Abb. 10). Durch Wahl des Verhältnisses von Zufluß und Abfluß des Schachtes ist es möglich, die Höhe der das Schütz im Schacht als Auflast belastenden Wassersäule zu verringern. Der Spalt zwischen Schützvorderkante und oberwasserseitiger Fläche des Schachtes möge für die Bezugbreite die Fläche F_1 , nach Unterwasser der Abflußspalt die Größe F_2 aufweisen. Die vom Oberwasser durch den Spalt in den Schacht zufließende Wassermenge beträgt

$$Q_1 = \mu_1 \cdot F_1 \sqrt{2g(H_1 - H_2)}, \quad (29)$$

wenn mit H_1 die am Schütz vom Oberwasser her am Spalt F_1 als Druck noch wirksame und mit H_2 die im Schacht noch vorhandene Wassersäule definiert sind. Die nach Unterwasser durch den Spalt F_2 abfließende Wassermenge wird

$$Q_2 = \mu_2 \cdot \sqrt{2gH_2}. \quad (30)$$

Unter Gleichsetzung der Zufluß- und der Abflußmengen ergibt sich aus Gl. (29) und (30) für den Abflußquerschnitt die Beziehung

$$F_2 = F_1 \frac{\mu_1 \cdot \sqrt{H_1 - H_2}}{\mu_2 \cdot \sqrt{H_2}}. \quad (31)$$

Diese Funktion, als Nomogramm dargestellt (Abb. 11), liefert ohne Rechnungsgang den notwendigen Abflußspalt F_2 nach Unterwasser für einen gewünschten Wasserspiegel (oder Druck) in der Schützkammer in Abhängigkeit des Zuflußspaltes F_1 . Beträgt beispielsweise der Abstand der Vorderkante des Schachtes bis zur Konstruktion $F_1 = 1,75$ cm und soll der Wasserdruck, der als Auflast wirkt, auf $1/10$ ($\beta = 0,1$) des Staudruckes ermäßigt werden, so ist nach Unterwasser eine Spaltbreite F_2 von nur 5,3 cm notwendig (Abb. 11, Gerade zum Schnittpunkt A). Bei einem Oberwasserspalt von 1,0 cm reicht ein Spalt nach Unterwasser von nur 9,95 cm aus, um den Wasserdruck auf $1/100$ ($\beta = 0,01$) zu ermäßigen (Gerade zum Schnittpunkt B). Bei einem Wasserdruck von 100 t/m^2 auf das Schütz würde dann in der Schützkammer der Wasserdruck auf 1 t/m^2 reduziert und damit fast völlig aufgehoben sein.

Einige Möglichkeiten der konstruktiven Ausführung sind in Abb. 10 angedeutet. Der Abflußspalt muß beim Schütz in Staustellung geschlossen sein. Wenn jetzt der Hubvorgang einsetzt, dann wird durch den Antrieb erst der Abflußspalt freigegeben, das Wasser strömt aus dem Schacht ab, die Auflast ist auf das dem Spalt entsprechende Maß reduziert. Erst dann setzt die eigentliche Schütz-

bewegung ein. Bei der Schließbewegung läuft der Vorgang in umgekehrter Reihenfolge ab. Erst setzt das Schütz auf, dann schließt der Abflußspalt und danach kommt auf das Schütz die Auflast.

2. Dichtungsreibung

Mit größeren Wasserdrücken nehmen die Reibungskräfte der Dichtung zu. Somit sind auch hier zur Ver-

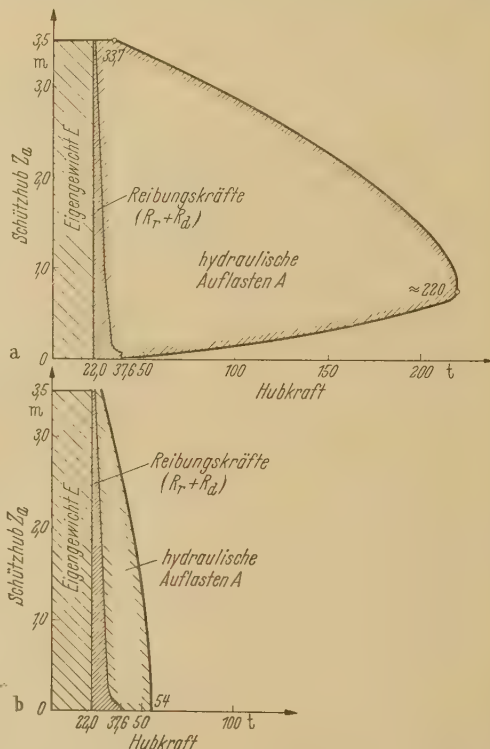


Abb. 13. Gegenüberstellung der Hubkräfte für die Rollschütze.
a) alte Art; b) neue Art.

ringerung dieser Kräfte Entwicklungen verfolgt worden, deren Lösungen ein Abheben, Herausschwenken oder Entlasten der Dichtung vorsehen, so daß vor Beginn des Schützhubes die Dichtung nicht mehr in Eingriff ist. Bei der im Abschnitt IV erfolgten Zusammenstellung der Hubkräfte sind die Dichtungsreibungen noch berücksichtigt worden.

3. Antrieb

Durch Reduzierung der Hubkräfte werden die Konstruktionsteile der Antriebe ebenfalls günstig beeinflusst

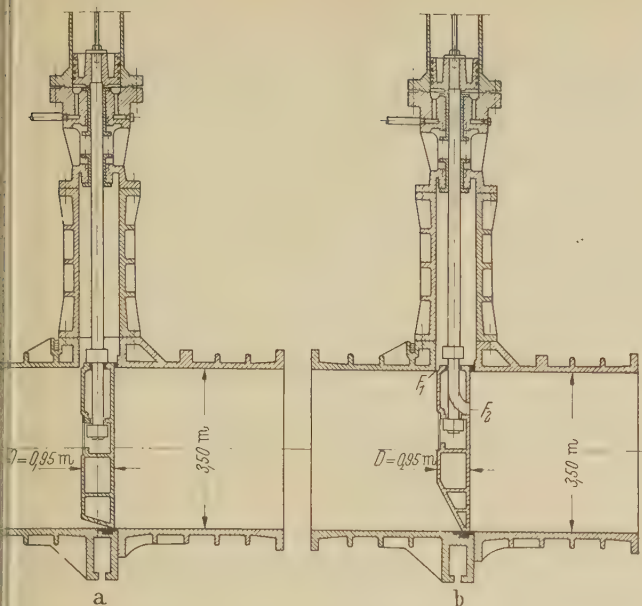


Abb. 14. Gegenüberstellung der Gleitschützkonstruktion.
a) alte Art; b) neue Art.

und damit die zusätzlichen zu hebenden oder senkenden Lasten aus Eigengewicht der Hubmittel ermäßigt. Bei der Zusammenstellung der Hubkräfte im Abschnitt IV sind wieder das zu hebende Eigengewicht der Antriebe [entsprechend H in Gl. (17a u. b)], noch deren Verringerung bei kleineren Hubkräften berücksichtigt worden.

IV. Hubkräfte

Für zwei Verschlüsse als Rollschütze mit 3,50 m mal 3,50 m (Abb. 12) und 80 t/m² mittlerem Wasserdruck sind

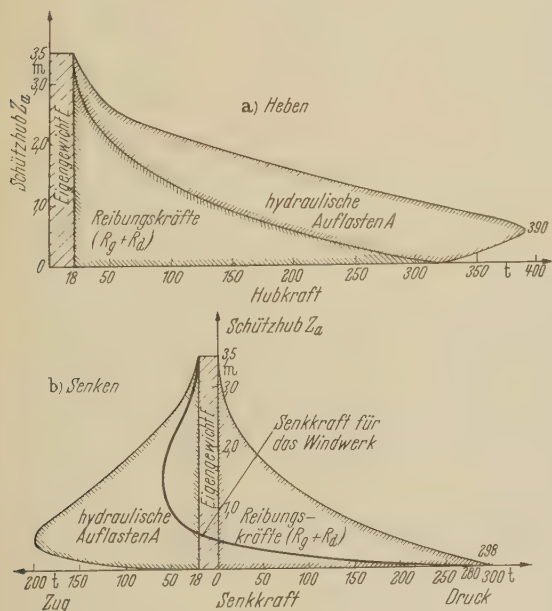


Abb. 15. Hub- und Senkkräfte für die Gleitschütze alter Art.
a) Heben; b) Senken.

die aufzuwendenden Hubkräfte (Abb. 13) überschläglich berechnet worden. Während das Eigengewicht sowie die Reibungskräfte für beide Konstruktionen sich gleichen, ergeben sich bei den hydraulischen Auflasten erhebliche Unterschiede. Hierbei ist für den Vorschlag b (Abb. 12) zur Minderung der Auflasten ein Leitblech nach Abb. 6 und ein Abflußspalt $F_2 = 4F_1$ nach Abb. 10 mit $\beta =$

0,0625 (Abb. 11) vorgesehen. Die dann in der Schützkammer noch wirksame Auflast wird dadurch von 80 t/m² auf 5 t/m² reduziert. Die größte Hubkraft beträgt dann für diesen Vorschlag (Abb. 12b) nur 54 t (Abb. 13b) gegenüber 220 t bei der Konstruktion alter Bauart, das entspricht einer Ermäßigung um rund 75 %. Beim Gleitschütz (Abb. 14) liegt der prozentuale Anteil der Reibungskräfte, bezogen auf die Gesamthubkräfte, erheblich höher. Um einen Teil der Reibungskräfte durch Wasserdruck (Restdruck) auf die Schützunterfläche zu überwinden, empfiehlt es sich, der Leitfläche eine größere Neigung als der Kontur des frei austretenden Strahles zu geben (Abb. 9, $\alpha_s > \alpha_k$). Der dann noch verbleibende aufwärts gerichtete Restdruck

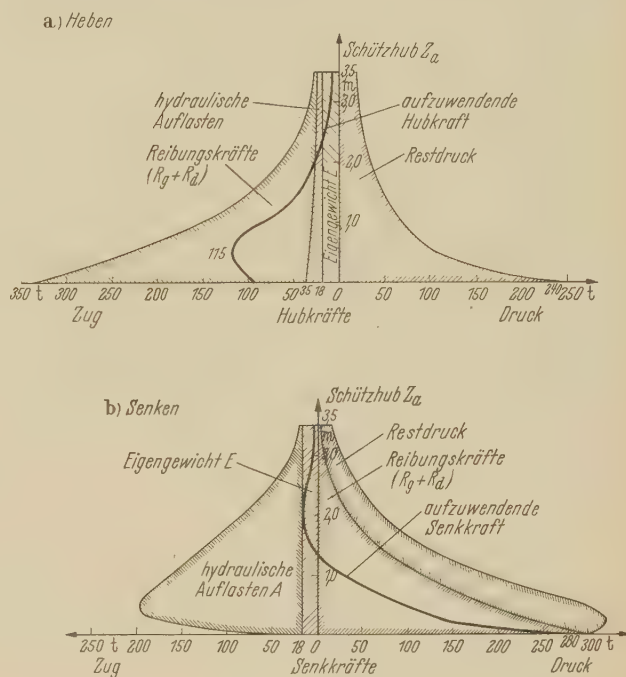


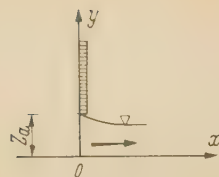
Abb. 16. Hub- und Senkkräfte für die Gleitschütze neuer Art.
a) Heben; b) Senken.

wirkt beim Hub der Reibungskraft entgegen, dabei wird durch Freigabe eines Abflußspaltes F_2 die Auflast reduziert (Abb. 14b). Beim Senkvorgang bleibt der Abflußspalt F_2 zwar verschlossen, die dann vorhandene Auflast auf die Schützoberfläche, vermindert um den Restdruck infolge nicht völliger Druckumwandlung auf die Unterfläche, hebt einen Teil der Reibungskraft auf und verringert damit die erforderliche Druckkraft. Für die beiden Gleitschütze nach alter Art (Abb. 14a) und nach Vorschlag b (Abb. 14b) sind die gleichen Abmessungen und Wasserdruck wie für die Rollschütze (Abb. 13), die Hub- und Senkkräfte für Lösung a (Abb. 15) und die Antriebskräfte für Lösung b (Abb. 16) in ungefährender Größe ermittelt worden.

Werden die zur Bewegung der beiden Gleitschütze aufzuwendenden Kräfte verglichen, so ist vor allem beim Hub die Verringerung nach Vorschlag b augenscheinlich. Während bei der alten Konstruktionsform (Abb. 14a) maximal 390 t aufzuwenden sind (Abb. 15a), müssen bei der neuen Form (Abb. 14b) nur 115 t (Abb. 16a), also weniger als ein Drittel überwunden werden. Beim Senkvorgang wird für beide Schützarten der Anfahrwiderstand 280 t (Abb. 15b u. 16b). Die Abnahme der Druckkraft verläuft dann für den neuen Vorschlag stetiger (Abb. 16b).

V. Zusammenfassung

Bei Tiefschützen bisheriger Art mit unterwasserseitiger Dichtung betragen die erforderlichen Hubkräfte ein Vielfaches des Eigengewichtes der Konstruktion. Während die

Tabelle 1. y -Ordinate der Strahlkontur bei entsprechendem Abszissenwert x .

Schützhub z_a (cm)															
1		3		5		20		40		70		150		300	
x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x	y
0	1,0	0	3,0	0	5,0	0	20,0	0	40,0	0	70,0	0	150,0	0	300,0
0,0004	0,996	0,001	2,99	0,002	4,98	0,008	19,9	0,02	39,8	0,03	69,7	0,06	149,4	0,1	298,8
0,0011	0,992	0,003	2,98	0,006	4,96	0,02	19,8	0,04	39,7	0,08	69,5	0,17	148,8	0,3	297,7
0,002	0,988	0,006	2,96	0,010	4,94	0,04	19,7	0,08	39,5	0,13	69,2	0,29	148,2	0,6	296,5
0,003	0,984	0,009	2,95	0,015	4,92	0,06	19,6	0,12	39,4	0,21	68,9	0,45	147,7	0,9	295,3
0,004	0,981	0,013	2,94	0,021	4,90	0,08	19,6	0,17	39,2	0,29	68,6	0,63	147,1	1,3	294,2
0,006	0,977	0,017	2,93	0,028	4,88	0,11	19,5	0,22	39,1	0,39	68,4	0,84	146,5	1,7	293,0
0,007	0,973	0,021	2,92	0,035	4,86	0,14	19,5	0,28	38,9	0,49	68,1	1,05	145,9	2,1	291,8
0,009	0,969	0,026	2,91	0,043	4,84	0,17	19,4	0,34	38,8	0,60	67,8	1,29	145,3	2,6	290,7
0,010	0,965	0,031	2,90	0,052	4,82	0,21	19,3	0,41	38,6	0,72	67,5	1,55	144,8	3,1	289,5
0,012	0,961	0,036	2,88	0,060	4,81	0,24	19,2	0,48	38,4	0,85	67,3	1,86	144,2	3,6	288,3
0,023	0,942	0,069	2,83	0,115	4,71	0,46	18,8	0,92	37,7	1,60	65,9	3,44	141,3	6,9	282,5
0,036	0,922	0,110	2,77	0,182	4,61	0,73	18,4	1,45	36,9	2,54	64,6	5,45	138,3	10,9	276,7
0,052	0,903	0,156	2,71	0,261	4,51	1,04	18,1	2,08	36,1	3,65	63,2	7,82	135,4	15,6	270,8
0,071	0,883	0,212	2,65	0,353	4,42	1,41	17,7	2,82	35,3	4,94	61,8	10,60	132,5	21,2	265,0
0,092	0,864	0,275	2,59	0,460	4,33	1,84	17,3	3,67	34,6	6,43	60,5	13,8	129,6	27,5	259,2
0,116	0,844	0,349	2,53	0,581	4,22	2,32	16,9	4,65	33,8	8,13	59,1	17,4	126,7	34,9	253,3
0,144	0,825	0,432	2,48	0,720	4,13	2,88	16,5	5,76	33,0	10,07	57,8	21,6	123,8	43,2	247,5
0,175	0,806	0,526	2,47	0,877	4,03	3,51	16,1	7,02	32,2	12,29	56,4	26,3	120,8	62,6	241,7
0,253	0,767	0,759	2,30	1,265	3,83	5,06	15,3	10,12	30,7	17,71	53,7	38,0	115,0	75,9	230,0
0,358	0,728	1,073	2,18	1,789	3,64	7,16	14,6	14,31	29,1	25,05	50,9	53,7	109,2	107,3	218,3
0,511	0,689	1,532	2,07	2,553	3,44	10,21	13,8	20,42	27,6	35,74	48,2	76,6	103,3	153,2	206,6
0,777	0,650	2,332	1,95	3,887	3,25	15,55	13,0	31,09	26,0	54,41	45,5	116,6	97,5	233,2	195,0
1,038	0,631	3,113	1,89	5,188	3,15	20,75	12,6	41,50	25,2	72,63	44,1	155,6	94,6	311,3	189,2
1,402	0,619	4,205	1,86	7,010	3,09	28,04	12,4	56,07	24,8	98,13	43,3	210,3	92,8	420,5	185,6
∞	0,611	∞	1,83	∞	3,06	∞	12,2	∞	24,4	∞	42,8	∞	91,7	∞	183,3

Reibungskräfte und das Schützgewicht sich nur noch unwesentlich verringern lassen, sind auf Grund theoretischer Überlegungen Wege angegeben worden, durch konstruktive Maßnahmen eine erhebliche Verringerung der hydraulischen Auflasten und damit der aufzuwendenden Kräfte der Antriebe zu erreichen.

Wirtschaftliche Lösungen auf diesem Gebiet begegnen erheblichen betrieblichen und konstruktiven Schwierig-

keiten. Die möglichen Vorteile dürften solche Bemühungen aber sicherlich sehr lohnend machen.

Literatur

1. H. W. Hahnemann: Konturen von freien Ausflußstrahlen und ihre technischen Anwendungen, Forschung Ingenieurwesen 1 (1952), Heft 2, S. 45—55.
2. K. Federhofer: Aufgaben aus der Hydromechanik, Wien 1954

Kurze Technische Berichte

Die Stauanlage Bin el Ouidane in Marokko

Wie allgemein bekannt, befindet sich die Wirtschaft Marokkos in einer stürmischen Aufwärtsentwicklung, die teils durch die Fruchtbarkeit seiner Böden, teils durch den hochentwickelten Bergbau bedingt wurde. Im Zuge dieser Entwicklung ergab sich die Notwendigkeit eines entsprechenden Ausbaus seiner Energieversorgung, ein Bedürfnis, das durch den Beschluß zur Elektrifizierung der wichtigsten Eisenbahnen noch verstärkt wurde.

Während anfänglich der Energiebedarf durch Dampfkraftwerke in den Küstenstädten gedeckt wurde, ist man mehr und mehr dazu übergegangen, die großen Wasserkraften an den Nordwesthängen des Atlasgebirges auszubauen und die Kraftwerke durch viele 100 km lange Hochspannungsleitungen mit den Küstenstädten und den Bergbaugebieten zu verbinden (Abb. 1). Nach Abb. 2 hat sich die elektrische Jahreserzeugung in den letzten 5 Jahren fast verdreifacht und der Wasserstrom stellt heute $\frac{2}{3}$ der gesamten Energieproduktion des Landes.



Abb. 1. Energieversorgung Marokko

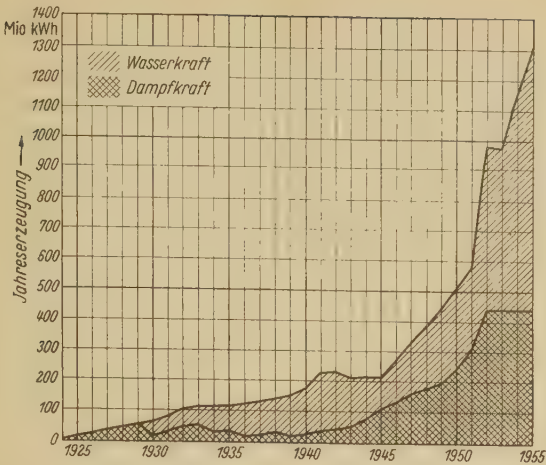


Abb. 2. Entwicklung der Energieerzeugung in Marokko.

In wenigen Jahren wird eine Jahreserzeugung von 2 Mio kWh erreicht sein.

Die kürzlich fertiggestellte Bin el Ouidane-Stauanlage stellt mit 600 Mio kWh Jahreserzeugung die derzeit größte Wasser-

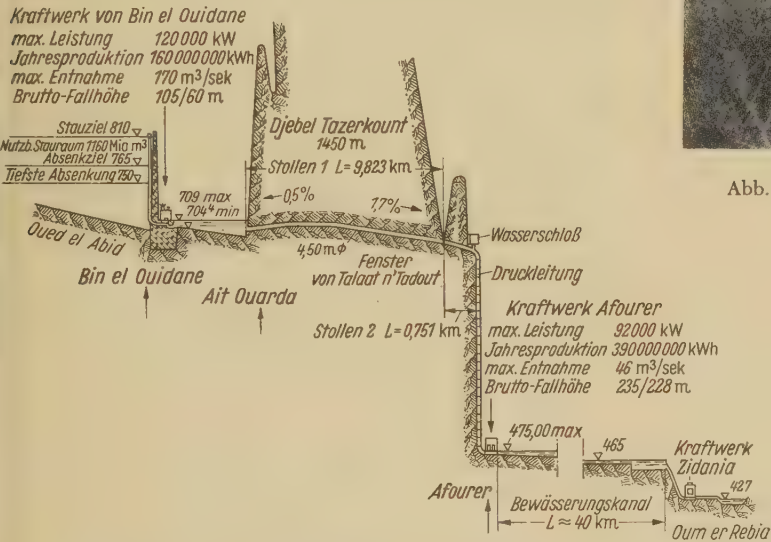


Abb. 3. Schematischer Längsschnitt der Anlagen.
Stromerzeugung der Gesamtanlage von Oued el Abid
Jahreserzeugung von Bin el Ouidane 160 000 000 kWh
Jahreserzeugung von Afourer 390 000 000 kWh
Zusätzliche Erzeugung der talwärts
gelegenen Werke am Oum er Rebja
nach Regulierung der Wasserentnahme 50 000 000 kWh
600 000 000 kWh

kraftanlage Afrikas dar. Es handelt sich um eine 3stufige Kraftwerkskette, die durch eine 1,5 Milliarden m³ fassende Talsperre am Kopf der Kette versorgt wird; hiervon können 1,16 Milliar-



Abb. 4. Lageplan der Anlagen von Oued el Abid.

den m³ energiewirtschaftlich genutzt werden. Abb. 3 gibt die wichtigsten Daten für den Ausbau der Stufen Bin el Ouidane und Afourer an.

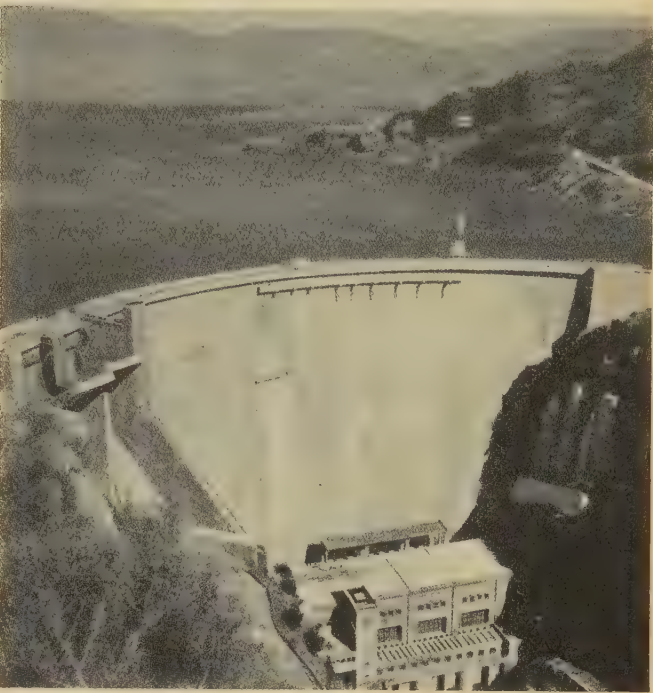


Abb. 5. Gesamtansicht der Sperre mit Hochwasserentlastung, Transformatorenstation und Krafthaus.

Der Oued el Abid, der den Hauptzufluß zur Talsperre bildet, hat eine außerordentlich schwankende Wasserführung, die in Trockenzeiten auf 3 m³/sec herabsinken und in Hochwasserzeiten auf 1100 m³/sec ansteigen kann; der mittlere Abfluß beträgt 38 m³/sec in einem mittleren Jahr.

Durch die Bin el Ouidane-Talsperre wird es nicht nur möglich sein, den gesamten mittleren Jahresabfluß des Oued el Abid aufzustauen, sondern darüber hinaus noch eine beträchtliche Überjahresspeicherung vorzusehen, die in Trockenjahren einen fühlbaren Ausgleich herbeiführen wird.

Die Stauanlage dient, wie überall in Afrika, gleichzeitig der Bewässerung. Wie Abb. 4 erkennen läßt, zweigen vom Unterwasserkanal des Kraftwerkes Afourer 2 Hauptbewässerungskanäle parallel zum Atlasgebirge ab, von denen aus die darunterliegende Ebene von Tadla durch ein Bewässerungssystem erschlossen wird. Durch den großen Stauraum wird es möglich werden, die Ergiebigkeit der Bewässerungsanlage um 75 % zu steigern.

Bei der Bin el Ouidane-Stauanlage handelt es sich somit um ein bemerkenswertes Mehrzweckprojekt, bei welchem die verheerenden Katastrophenhochwasser weitgehend abgefangen und nacheinander für Stromerzeugung und Bewässerung bestmöglichst ausgenutzt werden. Die gewaltige Oberfläche der Talsperre in gefülltem Zustand von 3375 ha erlaubt bei einem zulässigen Überstau von 1,5 m 50 Mio m³ Wasser zusätzlich zurückzuhalten und damit die größte Hochwasserspitze eines 96stündigen Hochwassers von 3500 m³/sec auf 2500 m³/sec herunterzudrücken. In diesen Zahlen tritt das gewaltige Retentionsvermögen großer Talsperren anschaulichst in Erscheinung.

Das Abschlußbauwerk für die Bin el Ouidane-Talsperre ist eine 132,5 m hohe Bogenstaumauer mit 173 m Kronenradius bei einem Zentriwinkel von 103°. Das Betonvolumen beträgt 285 000 m³. Unmittelbar am Fuße der Talsperre befindet sich das oberste Kraftwerk (Abb. 5 u. 6), für das 13 000 m³ Beton benötigt wurden. Entsprechend den 3 Maschinen von je 45 000 kVA sind 3 Entnahmeleitungen vorgesehen, welche die Staumauer durchstoßen. Die waagrecht Einläufe sind durch 16 m hohe Rechen abgedeckt. Im Gegensatz zu den bekannten Talsperrenkraftwerken des Dordogne-Ausbau sind die beiden Hochwasserüberfälle für insgesamt 2500 m³/sec nicht über dem Krafthaus, sondern am rechten Hang angeordnet. Die Absturzen werden durch Segmentschütze von 11,6 m Breite und

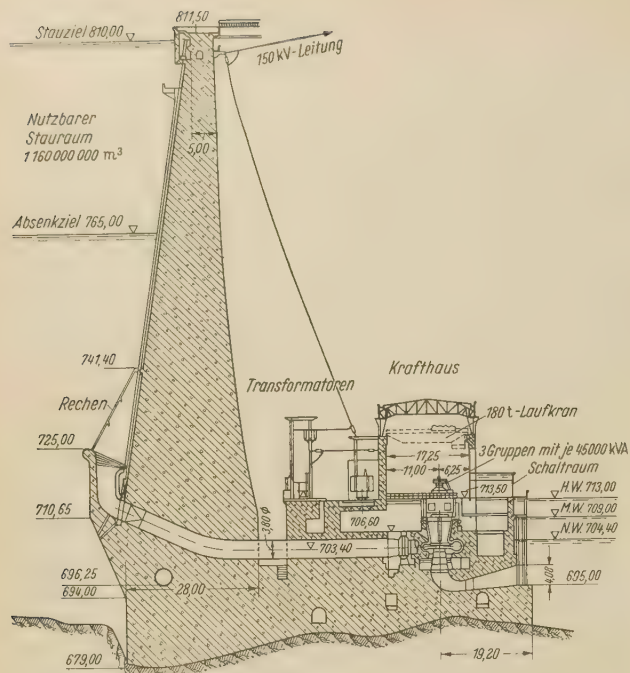


Abb. 6. Querschnitt durch Mauer und Kraftwerk von Bin el Ouidane.

10,6 m Höhe bedient und enden in einen Skisprungüberfall. Die beiden Überfälle haben 53 000 m³ Beton und 1000 t Stahl erfordert.

Der Aushub für die Bogenstaumauer einschließlich Hochwasserentlastungsanlage belief sich auf 324 000 m³, worunter 213 000 m³ Überdeckungsmaterial und 111 000 m³ verwitterter Fels waren. Verglichen mit den 337 000 m³ Beton für Mauer und Hochwasserentlastungsanlage betrug der Aushub somit 97 % der Betonkubatur.

Wie bei fast allen hohen Stauwerken wurden auch bei der Bin el Ouidane-Staumauer ausgedehnte Verpreßarbeiten zur Verhinderung von Sickerströmungen unterhalb und seitlich von der Mauer notwendig. Eine besondere Erschwerung stellte eine 55 m unter der Staumauer verlaufende relativ durchlässige Gips-

schicht dar. Der Injektionsschleier wurde am linken Hang 160 m und am rechten Hang 280 m weit ausgedehnt. Teils wurde mit einer Reihe, teils mit zwei Reihen von Injektionslöchern bei 4 bis 6 m Lochabstand gearbeitet. Der größte Verpreßdruck betrug 50 kg/cm². Auf einen Verpreßstreifen von 5 m Höhe mußten nicht selten 150 bis 200 t Zement je Loch eingepreßt werden. In der Hauptsache wurde Zement mit Feinsand, zuweilen auch Zement und Bentonit eingepreßt. Es folgen einige Daten über den Umfang der Verpreßarbeiten:

Gesamte Fläche des Einpreßschleiers	131 000 m²
gesamte Bohrlochlänge	35 000 m
benötigte Zementmenge	18 200 t
benötigte Mengen an Sand und Steinmehlmaterial	6 500 t
benötigte Mengen an Bentonit	1 250 t.

Wie Abb. 7 erkennen läßt, wurde die Baustelle durch eine Vor- und eine Rücksperre trockengehalten und das Wasser durch 2 Stollen von je 500 m Länge und 38 m² Querschnitt abgeführt. Die Fördermenge für beide Stollen wurde für ein Hoch-

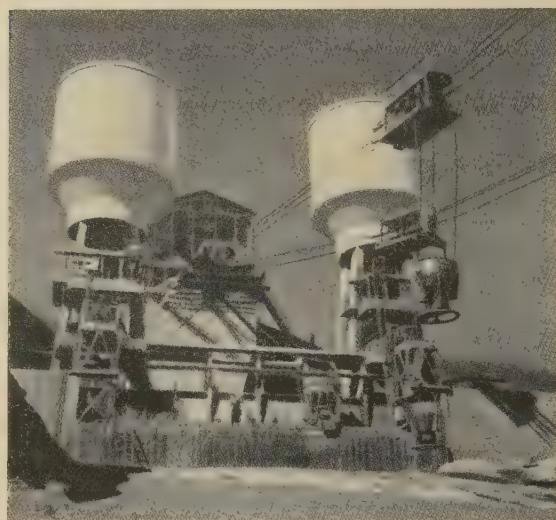


Abb. 9. Die Betontürme und der Ladeplatz der Kabelkrane.

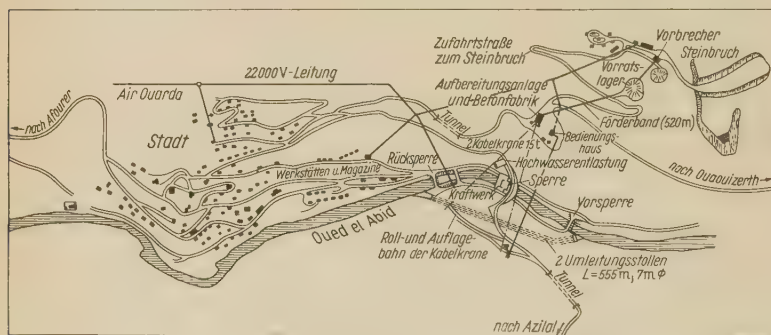


Abb. 7. Plan der Baustelleneinrichtung von Bin el Ouidane.

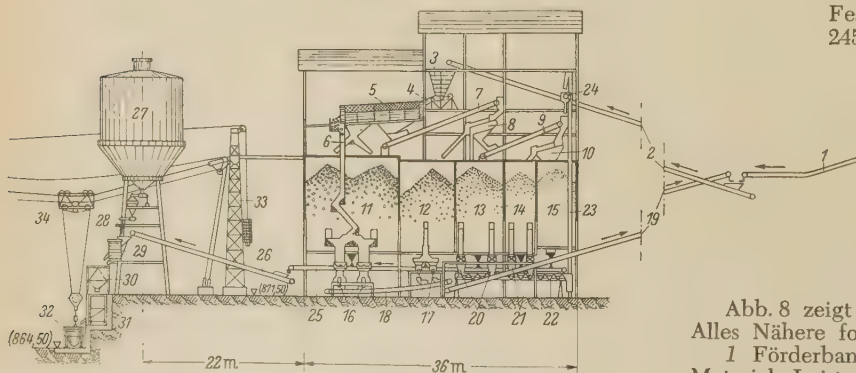


Abb. 8. Längsschnitt der Aufbereitungsanlage, der Silos für Zuschlagstoffe und der Betonfabrik.

wasser von 600 m³/sec ausgelegt, was etwa 20 % des größten Katastrophen-Hochwassers entspricht. Während der 2jährigen Bauzeit trat ein größtes Hochwasser von 475 m³/sec in Erscheinung.

Da geeignetes Kiessandmaterial nicht zur Verfügung stand, mußte ein Steinbruch aufgemacht und das gesamte Zuschlagmaterial über Brecher und Kugelmöhlen gewonnen werden. Um hierbei die Sandmenge tunlichst herabzusetzen, wurde der größte Korndurchmesser für den Beton auf 180 mm heraufgesetzt. Die Betonzusammensetzung gestaltete sich wie folgt:

0/3	3/10	10/30	30/70	70/180
456	298	390	382	610 kg.

Es wurden 240 kg Portlandzement und 130 l Wasser/m³ zugesetzt, was einem Wasserzementfaktor von 0,55 entspricht. Die mittlere 28-Tage-Festigkeit betrug 250 kg/cm², das Raumgewicht 2450 kg/m³.

Der Beton wurde mit Hilfe zweier Kabelkrane von 14,5 t Tragkraft eingebracht. Auf der einen Seite war ein gemeinsamer fester Turm angeordnet, auf der anderen Seite 2 bewegliche Türme. Die Kabelspannweite betrug 460 m. Um das tote Gewicht auf ein Minimum herabzusetzen, waren die Kübel aus Duraluminium hergestellt. Auf diese Weise betrug bei einer Gesamtlast von 14,5 t die Nutzlast 12 t.

Abb. 8 zeigt die Betonfabrik für 27 000 m³ Monatsleistung. Alles Nähere folgt aus der beigelegten Bezeichnung:

1 Förderband von 800 mm Breite für das vorgebrochene Material, Leistung 200 bis 300 t/h; 2 Förderband von 900 mm Breite für das vorgebrochene und nachgebrochene Material, Leistung 250 bis 300 t/h; 3 Abzugsbunker; 4 Bandverteiler von

1 m Breite; 5 Trommel von 1,8 m Durchmesser und 10,8 m Länge; 6 Trichter zur Aufnahme des vorgebrochenen Materials; 7 Förderband von 600 mm Breite und 16 m Länge; 8 Schüttelsieb in 2 Etagen; 9 Förderband von 600 mm Breite und 10,5 m Länge; 10 Schüttelsieb in einer Etage; 11 Stahlbetonsilo für Material 70/180; 12 Stahlbetonsilo für Material 30/70; 13 Stahlbetonsilo für Material 10/30; 14 Stahlbetonsilo für Material 3/10; 15 Stahlbetonsilo für Material 0/3; 16 Kreiselbrecher; 17 Kreiselbrecher; 18 Förderband von 600 mm Breite und 25 m Länge; 19 Förderband von 600 mm Breite zum Hinauffördern des nachgebrochenen Materials auf das Hauptförderband; 20 Backenbrecher von 800 · 1000 mm; 21 Backenbrecher von 600 · 800 mm; 22 Schneckentransporteur von 500 mm Durchmesser und 15 m Länge; 23 Vertikaler Eimerkettenaufzug für 350 mm; 24 Schneckentransporteur von 500 mm Durchmesser und 7 m Länge; 25 Materialaufgeber und Wiegeeinrichtung für den Sand; 26 Förderband des dosierten Zuschlagmaterials für die beiden Mischer; 27 Zementsilo von 1000 t Inhalt; 28 Zementwaage; 29 Mischer; 30 Fester Bunker; 31 Bunkerwagen; 32 Kübel in Duraluminium; 33 Fester Turm der Kabelkrane; 34 Kabelkrane von 15,5 t Tragfähigkeit mit Kranhaken.

Abb. 9 gibt ein eindrucksvolles Bild von den beiden Kabelkranen, den Zementsilos, den darunter befindlichen festen Bunkern, dem fahrbaren Bunkerwagen und den 14,5-t-Kübeln. [Nach La Techn. des Travaux 30 (1954) S. 361.]

F. Tölke, Stuttgart.

Die Rohrleitung Le Havre—Paris

Der gegenwärtige Aufschwung der französischen Erdölindustrie ist auf die wirksame Organisation wissenschaftlicher Forschungen, Vereinigung der Raffinerien und neuzeitliche Verfahren in der Herstellung und im Betrieb der Anlagen zurückzuführen.

Der Verbrauch der Nebenprodukte des Erdöls beträgt in Frankreich zurzeit rd. 15 Mio t, wovon etwa ein Drittel auf Benzin entfällt. Der Bedarf für Paris stellt sich auf rd. 1 Mio. t Benzin und für diese Menge wurde seit 1946 die Rohrleitung geplant; sie kann jedoch ohne zusätzlichen Ausbau 1,5 Mio. t fördern und gestattet mit diesem eine Förderung von 2 Mio. t bei Mehraufwendungen von nur 5 v. H. der Baukosten des ersten Ausbaus. Für diesen wurde ein Rohrdurchmesser von 25 cm gewählt, wodurch auf eine Länge

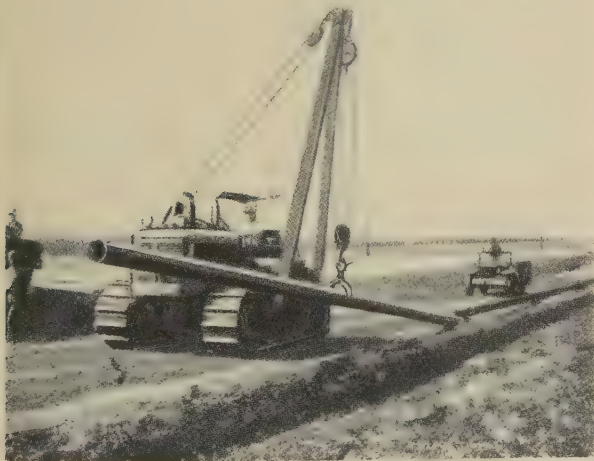


Abb. 1. Verlegen der Rohre.

von etwa 250 km die Baukosten geringer waren als die Aufwendungen für die Vergrößerung des Laderaumes der sonst notwendigen Fördermittel. Die unvermeidlichen Verluste jeden Umschlages, gleichviel ob Rohrleitung, Bahn- oder Schiffsbeförderung betragen jedoch bei Rohrleitungen durch den Fortfall des toten Gewichtes (Fahrzeuge, Verpackung), die vorhandene ununterbrochene Bewegung und die Unempfindlichkeit in Gefällsstrecken nur etwa $\frac{1}{2}$ bis $\frac{1}{4}$ des Energieverbrauches gegenüber der Zug- oder Schiffsbeförderung. Ferner sind Kosten für Unterhaltung kaum notwendig und die meist automatischen Einrichtungen ermöglichen den Betrieb mit geringem Personalaufwand.

Die Aufnahme der Erdölprodukte erfolgt in Le Havre in den Lagern von drei Gesellschaften; sie werden von dort aus durch besondere Leitungen auf 4 Raffinerien verteilt und weiter

nach Gennevillies in der Umgebung von Paris geleitet. Dort teilt sich die Leitung: ein Zweig wird in südwestlicher Richtung geführt und besitzt 2 Endverteilungsstellen, der andere in östlicher Richtung hat deren 9. Anfänglich wurden nur Benzin, Dieselöl und Petroleum befördert, später auch Flugzeugbenzin und Heizöle. Für Ausführung und Betrieb der Anlage wurde eine gemischtwirtschaftliche Gesellschaft gegründet: „la

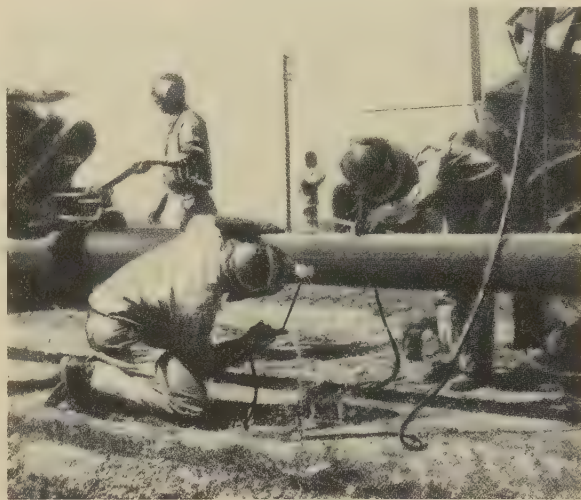


Abb. 2. Erste Schweißung.

Société des Transports Pétroliers par Pipe-Line“, genannt „Trapil“ und durch Gesetz die Beteiligung des Staates mit mindestens 31 v. H. festgelegt.

Für den Ausbau der Linie wurde eine Belegschaft von 200 Mann eingesetzt, die nach amerikanischem Vorbild mit modernsten Großgeräten ausgerüstet wurde und sich auf gut ausgestattete und beweglich angelegte Werkplätze stützte. Die vorgesehene Tagesleistung von 1000 m konnte im Verlaufe der Ausführung fast verdoppelt werden. Bei Durchführung der Bauarbeiten waren folgende sich immer wiederholende Leistungen zu erledigen:

Anfuhr der Rohre vom nächsten Bahnhof und deren Verteilung längs der Linie,

Verlegen der Rohre neben dem Rohrgraben, Prüfung der Rohrenden, Reinigung des Rohrrinnen und — wenn erforderlich — Kaltabbiegung der Rohre (Abb. 1),

Ausheben des Rohrgrabens durch Bagger und gegebenenfalls Vornahme von Sprengungen,

Schweißen der Rohre, wobei täglich bis 300 Rohre von 10 m mittlerer Länge verbunden wurden,

Reinigung des hergestellten Rohrstranges durch Anheben auf mindestens 1 m Höhe über Gelände und maschinelle Ausführung eines ersten Schutzüberzuges,

Auftragen der äußeren Rohrverkleidung — Bitumenschicht, Glasfilzband und Schutzpapier — gleichfalls auf maschinellen Wege und Verlegen,

Verfüllen unter Beachtung des Einbaus leichter Bodenmassen in felsigem Bereich und Wiederherstellung der Humusschicht.

Der Baufortschritt wird hauptsächlich durch die Schweißung der Rohranschlüsse beeinflusst, während alle sonstigen Arbeitsleistungen im allgemeinen rasch vor sich gehen und auch durch verstärkten Einsatz notwendigerweise beschleunigt werden können. Für die vorgenannten Teilleistungen genügt ein Arbeitsraum von 12 bis 15 m Breite. Die Güteprüfung wird in Abschnitten von 1000 m Länge durch Einpressen von Druckluft in Stärke von 7 at ausgeführt und gleichzeitig die Schweißung untersucht.

Die landschaftliche Eigenart des von der Rohrleitung durchzogenen Gebietes läßt keine Übertragung amerikanischer Arbeitsverfahren zu, wenn beachtet wird, daß auf einer Strecke von 350 km etwa 3000 Zäune, Gräben oder Dämme, oft bis zu 50 Stück je km, 40 Flußläufe von 2 bis 20 m Breite, 5 größere Flüsse, 20 Eisenbahnlinien, 40 Staatsstraßen, 400 Haupt- und Nebenstraßen und 40 Kanäle angetroffen wurden.

Das Hauptinteresse der Techniker und der Öffentlichkeit gilt der Schweißung und der Verkleidung der Rohre. Zur Vornahme der Schweißung wird das anzuschweißende Rohr vom Verlegekran an den bereits verschweißten, etwa 40 cm über



Abb. 3. Versenken eines Rohrbündels.

Gelände aufgebockten Rohrstrang genau zentrisch in entsprechendem Abstände angelegt und durch eine Kette gehalten. In dieser Stellung wird die erste Schweißung ausgeführt, und zwar in zwei gegenüberliegenden Vierteln des Rohrumfanges (Abb. 2). Nach Wegnahme der Kette und Absenken des Rohres auf Stützböcke wird diese erste Schweißung in den restlichen Vierteln vervollständigt. Die zweite Schweißung wird meist wie die erste in Zusammenarbeit von 2 Schweißern ausgeführt, jedoch arbeitet jeder an einer Schweißstelle allein. Die Endschweißungen, im allgemeinen 2 Stück, werden von denselben Schweißern vorgenommen, wobei stärkere Elektroden verwendet werden. Die Zahl der Schweißer hängt von der Arbeitsgeschwindigkeit ab. Jedem Schweißer wird eine bestimmte Anzahl von Schweißstellen zugewiesen; er braucht dabei seinen Arbeitsplatz nicht zu verlassen, da ein Traktor die fertiggeschweißten Rohre wegzieht. Die Beurteilung der Schweißarbeit geschieht durch Zerreißversuche an herausgeschnittenen Probestücken. Die Lieferung des gesamten Schweißgerätes und der Maschinen zum Abschleifen und Bearbeiten der Schweißstellen sowie Kaltbiegen der Rohre erfolgte ausschließlich durch französische Werke.

Die äußere Verkleidung wurde entweder am einzelnen Rohr oder am geschweißten Rohrstrang vorgenommen. Das erste Verfahren erfordert größere Sorgfalt und ist daher teurer. Meist besteht die äußere Abdichtung aus einem ersten Schutzüberzug und einer 2 bis 3 mm starken heiß aufgetragenen Bitumenschicht, die mit einem Glasfilzband und Schutzpapier umwickelt wird. Die Herstellung erfolgt durch eine besondere auf dem Rohrstrang laufende Maschine. Zur Prüfung der einwandfreien Beschaffenheit dient ein elektrisches Gerät.

Die Rohrleitung Le Havre—Paris kreuzt eine große Zahl von kleineren und größeren Flüssen und Kanälen, und zwar entweder in versenktem Zustande oder auf neu errichteten oder vorhandenen Brücken. Bei Versenkung der Leitung wurden meist 2 gekuppelte Rohrstränge verlegt, ausnahmsweise, be-

dingt durch die Breite des Flußbettes, auch ein Bündel von 4 Rohren. In diesem Falle wurden die verlegefertig vorbereiteten Rohre auf Plattform- oder Rollwagen gelagert und vom anderen Ufer zur Einbaustelle herangezogen (Abb. 3), wo sie sich nach entsprechender Durchbiegung der Form des Flußbettes anpassen. Bei Verlegung von 2 Rohrsträngen wurden diese auf einem im Fluß errichteten Gerüst so vorbereitet, daß sich an ein gerades Mittelstück an beiden Enden hochgebogene Rohrstücke anschließen (Abb. 4). Durch Schwimmkräne zwecks Verminderung der Durchbiegung in zahlreichen Punkten angehoben, werden die Rohrstränge parallel zu dem vorerwähnten Arbeitsgerüst nach der Verlegestelle eingeschommen und dort versenkt. Dieser Arbeitsvorgang spielt sich in wenigen Stunden ab. Eine Nachprüfung der verlegten Rohrleitung zeigte stets eine gute Lage und unverletzte Verkleidung. Infolge der öfteren

Wiederholung dieser Arbeit ermäßigten sich die Kosten der letzten Verlegungen um mehr als die Hälfte gegenüber den zuerst ausgeführten.

Die Anordnung der Abgabestellen wird durch Selbstregelung und Sicherheit bestimmt. In einem Kontrollsaal sind die Meßapparate und die Befehlsstelle für Öffnen und Schließen der Leitung untergebracht. Die Sicherheitsmaßnahmen erstrecken sich auf die Beobachtung der Temperatur, der Druckverhältnisse in der Leitung und Reinheit der Luft. In jeder Abgabestelle ist ein besonderes Gebäude für die elektrische Ausstattung vorhanden, die den allgemeinen Energiebedarf und die Verbindungsleitungen zwischen den einzelnen Stationen umfaßt. Grob- und Feinfilter sowie Zähler liegen unter einem Schutzdach. Periodische Eichungen der Apparate gewährleisten deren Genauigkeit.

Für den Betrieb hat die innere Korrosion einen nachteiligen Einfluß auf den Wirkungsgrad der Leitung. Die Injizierung von Flüssigkeit zu deren Verhütung und der Einsatz von Kratzern zur Reinigung der angegriffenen Wände haben sich als wirksame Gegenmaßnahmen erwiesen. Die Beförderung verschiedener Produkte in einer einzigen Leitung ohne besondere Umstellungen hat Verunreinigungen zur Folge, die hauptsächlich abhängen von der Art des Produktes und der Förderlänge; sie erstrecken sich auf 500 bis 1000 m Entfernung, was etwa einem Abfließen von 5 bis 10 Minuten entspricht. Es ist jedoch eine Kennzeichnung und Verteilung bei Einhaltung eines bestimmten, sich wiederholenden Wechsels in der Zuführung der verschiedenen Produkte möglich. Diese Einteilung obliegt einem besonderen Büro der „Trapil“. Die zeitlichen Anforderungen auf Grund von Stundenberichten regelt ein Abfertigungsbüro unter Berücksichtigung der Mengenberichtigung infolge der unterschiedlichen Temperaturverhältnisse. Die Anpassungsfähigkeit der Auslieferung hat sich voll bewährt, so z. B. bei dem Eisenbahnerstreik im August 1953, wo innerhalb von 24 Stunden die Abgabe verdreifacht werden konnte.

Die guten Erfahrungen beim Bau und Betrieb der Rohrleitung Le Havre—Paris werden voraussichtlich bei den zurzeit eingeleiteten Forschungen nach Erdölvorkommen in den Gebieten der französischen Union zu weiterem Bau solcher Leitungen führen. [Nach Travaux 39 (1955) Nr. 247, S. 402.]

Dr. Ing. l'Allemand, Falkenhain-Waldidylle.

Eine neue große Seeschleuse in Antwerpen (Belgien)

Der Hafen von Antwerpen ist bis jetzt durch fünf Schleusen zugänglich, und zwar handelt es sich um die Schleusen Kruisschans, Royers, Kattendijk, Bonaparte und Zuiderdok, aufgezählt nach der Reihenfolge ihrer Bedeutung (Abb. 1 und 2). Die neue Schleuse Baudoin wird nach ihrer Fertigstellung Ende 1955 nach Ymuiden (Niederlande) die zweitgrößte Seeschleuse Europas sein. Sie wird für rd. 70 Mio. DM in fünf Jahren Bauzeit erstellt.

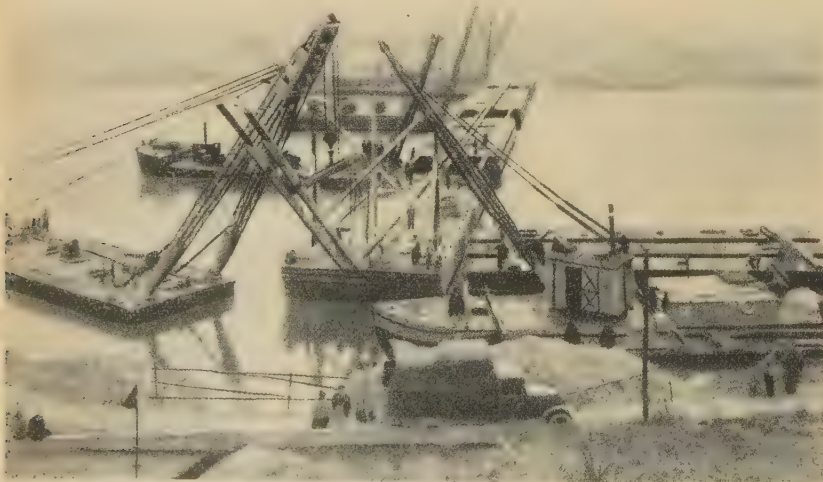


Abb. 4. Zur Verlegung vorbereiteter Rohrstrang.

Die Schleuse liegt 250 m nördlich der 1919—1928 hergestellten Schleuse Kruisschans (Abb. 3). Die Abmessungen der beiden Schleusen sind die folgenden:

	Baudoin	Kruisschans
nutzbare Länge zwischen den äußeren Torkammern	360,0 m	270,0 m
breite	45,0 m	35,0 m
tiefe bei MTnW	10,5 m	10,0 m



Abb. 1. Seeschleuse Baudoin im Hafen von Antwerpen. Gesamtansicht der Schleuse im März 1955 nach der Füllung mit Wasser.

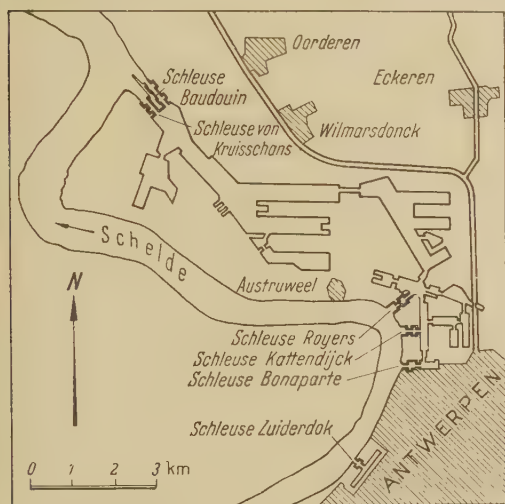


Abb. 2. Seeschleuse Baudoin. Schematischer Lageplan des Hafens von Antwerpen mit den Schleusen.

Die Schleuse Baudoin kann bis vier 10 000-t-Schiffe gleichzeitig durchschleusen; sie war erforderlich durch das ständige Anwachsen des Hafenverkehrs in den Jahren nach dem letzten Weltkrieg. Die Gründung geschah auf feinstem festgelagerten Sand, der beim Aushub mit bemerkenswert standfesten Schichten mit einer stabilen Neigung von 1:1 stehen blieb. In der Höhe von $-1,0$ m NN war der Sand durchsetzt von einer 1,0—1,5 m starken Torfschicht. Der Sand wurde in der Tiefe von rd. $-25,0$ m NN durch Ton abgelöst. Das Gelände befand sich auf Ordinate $+7,5$ m NN, das Grund-

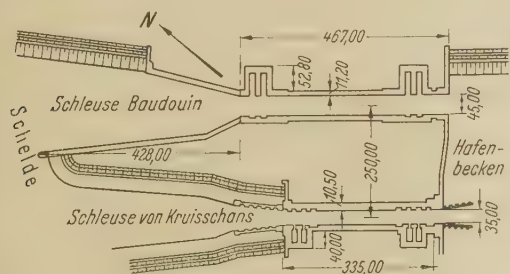


Abb. 3. Seeschleuse Baudoin. Lageplan der Schleusen Baudoin und Kruisschans.

wasser ungefähr auf $+2,5$ m NN. Es mußte bis auf $-14,75$ m NN ausgehoben werden, das bedeutet 22,25 m Aushubtiefe und 17,25 m Tiefe unter dem Grundwasserspiegel.

Die Wasserhaltung wurde, um die Baugrube ganz trocken zu bekommen, durch 28 mit Unterwasserpumpen versehene Rohrbrunnen, die bis in den Ton herabreichten, getätigt. Bei normalem Betrieb ergab jede Pumpe eine Leistung von 2—3 sl. Wasser, das aus dem über der Torfschicht gelegenen Erdreich austrat, wurde mittels Drainagen abgeführt. Insgesamt wurden 1,6 hm³ Boden mittels Eimerseilbagger mit einem Eimerinhalt von 5,0 m³ in der Zeit von Mai 1951 bis April 1952 ausgehoben.

Es wurden 340 000 m³ Beton als Rüttelbeton eingebracht. 9000 t Bewehrungsstahl, das sind durchschnittlich etwa 38 kg je m³ Beton, sind in den Häuption und Kammerwänden eingebaut worden. Der Beton wurde in vier Mischern von je 1,25 m³ hergestellt. Für die Kammerwände wurde Stahlschalung benützt. Das Betonierprogramm sah die Herstellung von Arbeitsfugen vor, die mit dünnem Blech gedichtet wurden. Zur Vermeidung von Schwundrissen sind die Mauern durch senkrechte, ebenfalls abgedichtete Fugen unterteilt.

Die beiden Häuption sind durch Fugen von der Kammer getrennt. Sie sind zwischen bis $-20,0$ m NN geramnten Spundwänden, die eine Unterläufigkeit verhindern sollen, gegründet worden. Der Beton der Kammersohle gilt nur als Sohlenschutz. Die Sohle ist in Stahlbeton aus Platten von 10/10 m Abmessung im allgemeinen in 1 m Stärke ausgeführt worden. Unter der Sohle befindet sich eine Drainageschicht aus Kies und Sand von 0,60 m Stärke. Ferner ist die Sohle zur Ausschaltung von Sohlenwasserdruck durch mit Kies gefüllte senkrechte Drainagelöcher von 0,20 m Φ durchbrochen. Übrigens ist eine spätere Trockenlegung der Schleuse zu Ausbesserungszwecken usw. nicht vorgesehen.

Die Kammermauern sind aus Stahlbeton ohne Verkleidung mit Ausnahme eines Kantenschutzseisens an der Krone hergestellt worden. Zuerst war eine Winkelstützmauer mit hinteren Rippen vorgesehen, schließlich wurde aber eine solche ohne Rippen gewählt (Abb. 4). Die Höhe der Mauer über der

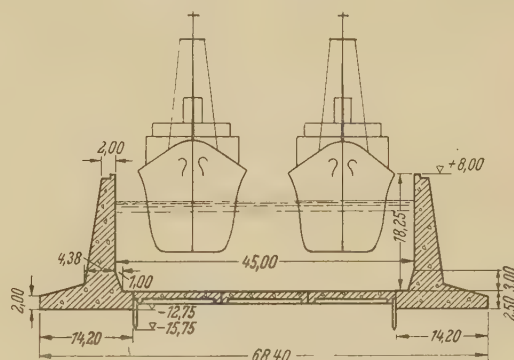


Abb. 4. Seeschleuse Baudoin. Querschnitt durch die Schleusenammer.

Schleusenkammersohle beträgt 18 25 m. Die Gründungsfläche der Kammerwände auf $-12,75$ m NN hat eine Breite von 14,2 m. Die Mauern sind im Abstand von 21,5 m durch Fugen getrennt.

Jedes Schleusenhaupt ist mit 2 Schiebetoren ausgerüstet, wovon eines zur Reserve dient. Bei der Einfahrt eines Schiffes in die Schleuse sind die Tore in die seitlichen Kammern zurückgezogen. Jedes der vier Tore kann in den Torkammern trockengelegt und ausgebessert werden.

Die Tore sind geschweißt ausgeführt und jedes hat ein Gewicht von 840 t. Man schätzt, daß die Ausführung in genieteter Konstruktion ungefähr 1200 t erfordert hätte. Die Tore haben eine Länge von 47 m, eine Dicke von 8,58 m und eine Höhe über den unteren Laufschiene von 19,15 m. Sie sind an jeder Seite durch 4 Reibehölzer (Hartholz aus dem Kongogebiet) geschützt. Jedes Tor besteht aus 6 Riegeln und den entsprechenden Ständern. Zwischen dem dritten und vierten Riegel sind 24 dichte Luftkästen vorgesehen.

Die Tore sind nicht an Ort und Stelle montiert worden, sondern wurden auf einer Werft 25 km scheldeaufwärts hergestellt und schwimmend zur Baustelle gebracht. Beim Schleppen lag das Tor geneigt im Wasser und wurde erst auf der Baustelle durch Seile und gleichzeitiges Einlassen von Wasser in die Luftkästen aufgerichtet. Es wird auf einem schleusen- seitigen Unterwagen und einem in der Torkammer befind-

lichen Oberwagen verfahren. Die unteren Schienen befinden sich in einem Abstand von 6,14 m und die oberen von etwas über 10 m. Der Unterwagen sitzt unter einer Taucherglocke, die zu Besichtigungszwecken mit Druckluft gefüllt werden kann. In der Torkammer wird das Tor entlastet und dann die Wagen weggezogen, weil bei leergepumpter Torkammer das Gewicht ohne Auftrieb zu groß würde. Die Unterhaltung der unteren Gleise kann ohne Trockenlegung der Schleusen-kammer vorgenommen werden. Dazu wird ein unterer Arbeitskasten in Form eines umgekehrten U benutzt. Die Torkammern haben eine Länge von 51 m, an ihrer Verbindungsstelle zur Schleusen-kammer eine Breite von 8,6 m und im Innern eine solche von 10,5 m. Die Tore können mit einer Geschwindigkeit von 0,25 m/s durch Seilzug geschlossen oder geöffnet werden (gesamte Schließdauer etwa 3 Min.). Seilstollen zur Rückführung der Seile kreuzen die Schleuse unter der Sohle.

In der Schelde bei Antwerpen kann das HHTW + 8,0 m NN und das NNTnW - 1,0 m NN erreichen. Die Schleuse wird allerdings nur bis zu einem Hochwasser von + 4,0 m NN betätigt. Sie kann in 5 Min. gefüllt und entleert werden. Gefüllt wird die Schleuse in jedem Haupt durch je einen Umlauf je Seite mit den Abmessungen von 5,0/5,5 m (Abb. 5). Diese Umläufe umgehen die Torkammern und münden vor dem Eintritt in die Schleusen-kammern in je einen Energiever-

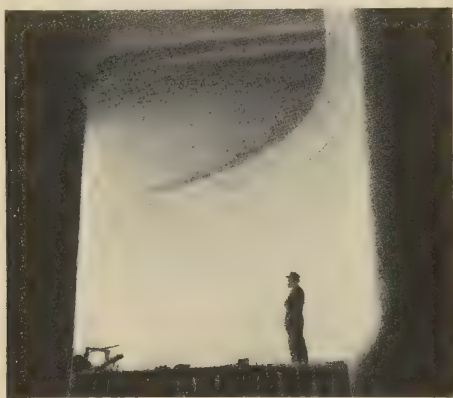


Abb. 5. Seeschleuse Baudoin.
Blick in einen der großen Umläufe.

zehrungsraum von 30 m Länge, 5 m Breite und 6 m Höhe. Die Wände dieses Raumes sind in der Nähe der Decken mit 6 Öffnungen, 4,0/2,0 m, versehen. Die Umläufe können durch zwei stählerne geschweißte Verschlüsse von 2,25/5,61 m geschlossen werden, die sich gegen einen in der Mitte befindlichen Pfeiler lehnen. [Aus Gen.Civ. 132 (1955) S. 205—208.]

Dr. Ing. Fritz Orth, Berlin.

Setzungsberechnungen von Sanddrainagen

Senkrechte Sanddrainagen bei Gründungen von Dämmen und Ingenieurbauwerken auf weichem Untergrund werden in immer zunehmenderem Maße angewendet. Sie bewirken eine Verkürzung der Setzungszeit und eine rasche Wiederherstellung und sogar Erhöhung der Scherfestigkeit des Untergrundes, die durch eine schnelle Belastung wegen des auftretenden Porenwasserdruckes zeitweilig herabgesetzt wird.

Bei dem Bau zweier Straßendämme in New Jersey (Point Pleasant und Camden), wobei diese senkrechten Sanddrainagen verwendet wurden, sind die dabei durchgeführten Setzungsbeobachtungen mit Setzungsberechnungen verglichen worden,

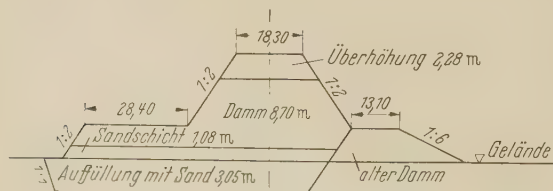


Abb. 1. Querschnitt durch den Damm Point Pleasant.

woraus sich praktische Folgerungen über die Wirkung von Sanddrainagen und über die Bewertung von Setzungsberechnungen ableiten ließen. Die Art, wie diese Setzungsbeobachtungen und die Setzungsberechnungen aufgestellt sind, soll an

dem Bau Point Pleasant kurz erläutert werden. Der Damm querschnitt ist in Abb. 1 gezeichnet. Vor der Schüttung wurde der Boden bis zu einer Tiefe von 5 m ausgehoben und mit Sand gefüllt. Diese Maßnahme war durch besondere Umstände bedingt und wäre für den Dammbau allein nicht notwendig gewesen. Auf die genannte untere Sandschicht wurde eine Sandlage von 1,70 m aufgebracht. Nun wurden die senkrechten Sanddrainagen mit einem Durchmesser von 50 cm in einem Abstand von rund 2,45 m eingebaut. Anschließend wurde der Damm geschüttet und um 2,45 m überhöht. Diese Überhöhung wurde nach 8 Monaten entfernt und die Decke aufgebracht.

Der Untergrund besteht bis zu 12,50 m aus sehr weichem Schluff und Ton, der bis 7,90 m unter Gelände eine graue und darunter eine schwarze Färbung hat. Die letztere rührt von organischen Bestandteilen her (Glühverlust 24 %). Die weiche Kon-

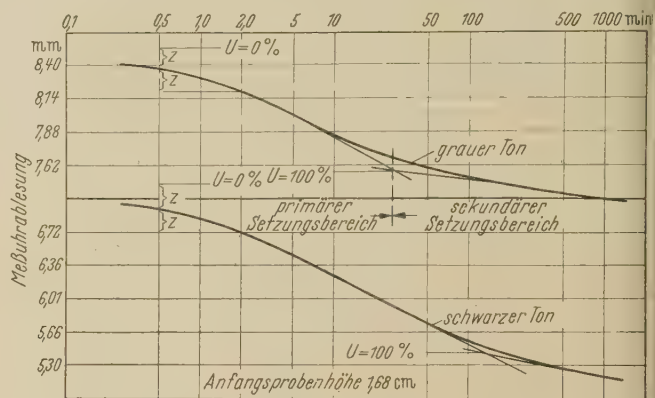


Abb. 2. Zeitsetzungskurven für den grauen und schwarzen Ton bei Point Pleasant.

sistenz dieser Ton- und Schluffschichten kommt deutlich in der Zylinderdruckfestigkeit bei unbehinderter Seitenausdehnung zum Ausdruck, die für den grauen Ton $q_u = 0,45 \text{ kg/cm}^2$ betrug, und in dem Wassergehalt, der bei demselben Boden zwischen $w = 60$ bis 91% lag. Die entsprechenden Werte für den unteren schwarzen Ton und Schluff waren $q_u = 0,18 \text{ kg/cm}^2$ und $w = 117$ bis 144% . Die Ton- und Schluffschichten sind von Sand unterlagert. Für die Setzungsberechnungen wurde Kompressionsversuche mit behinderter Seitenausdehnung durchgeführt. Zwei der dabei gewonnenen Zeitsetzungskurven sind in Abb. 2 gezeichnet und zeigen den daraus ermittelten Anteil der primären Setzungen, die mit dem Abfließen des überschüssigen Porenwassers zusammenfallen, und die sich zeitlich danach anschließenden sekundären Setzungen. Letztere sind eine ähnliche Erscheinung wie das Kriechen und werden bei der Berechnung des zeitlichen Verlaufes der Setzungen gewöhnlich nicht berücksichtigt. Die primären Setzungen waren bei der 24 Stunden dauernden Versuch bereits nach einer halben Stunde bei dem grauen Ton und nach 2 Stunden bei dem schwarzen Ton abgeklungen.

Die Setzungsbeobachtungen erstrecken sich über eine Periode von mehreren Jahren nach Einbau des Oberbaues. Sie wurden mit Hilfe von Grundpegeln durchgeführt, deren Grundplatte auf der 1,08 m starken Sandschicht aufgelegt war. Es wurde durch Messungen beobachtet, daß auch seitliche Verschiebungen des Untergrundes stattfanden, doch sind die dadurch bedingte Setzungen des Dammes so gering im Verhältnis zu den Setzungen infolge Zusammendrückens der weichen Ton- und Schluffschichten, daß sie vernachlässigt werden konnten.

Aus den Zeitsetzungskurven wurden die Verfestigungswerte c_v bei Durchströmen in senkrechter Richtung bestimmt. Die entsprechenden Werte c_r bei Durchströmen des Bodens in waagrechtlicher Richtung, die vorwiegend in die zeitliche Setzungsberechnung von Sanddrainagen eingehen, sind versuchsmäßig nicht ermittelt worden.

Die Setzungsberechnungen wurden nach den bekannten Theorien von Terzaghi und Fröhlich und der zeitliche Verlauf der Setzungen bei Anwendung senkrechter Drainagen nach den Kurventafeln von Barron vorgenommen. Da, wie gesagt, nur die c_v -Werte, und nicht die c_r -Werte ermittelt worden waren und man annahm, daß die Durchlässigkeit in waagrechtlicher Richtung größer als in senkrechter Richtung sein würde, wurden die Setzungsberechnungen für verschiedene, angenommene c_r -Werte und zwar $c_r = c_v$ bzw. $2 c_v$, bzw. $3 c_v$ durchgeführt. Bei den Setzungsberechnungen wurde weiterhin be-

nicksichtigt, daß der Abfluß des Porenwassers sowohl nach oben als auch in waagrechter Richtung zu den Drainagen verläuft. Die zeitliche Aufbringung der Dammlasten wurde ebenfalls mit in Rechnung gestellt. Die Ergebnisse der

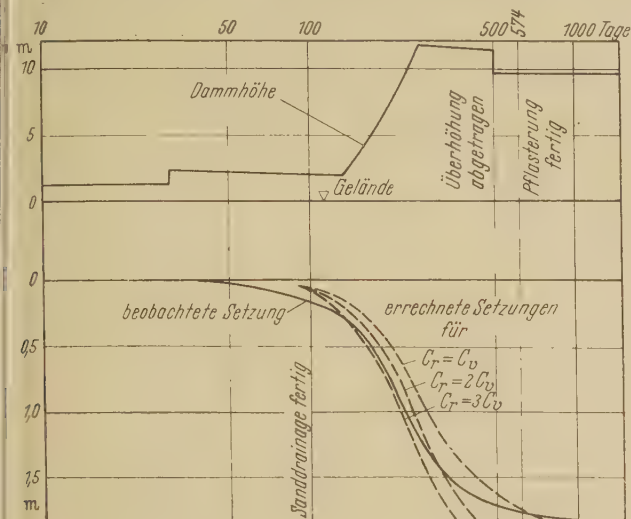


Abb. 3. Gemessene und errechnete Setzungen für den Damm Point Pleasant.

Setzungsberechnungen sind in der Abb. 3 aufgetragen, in die auch die beobachteten Setzungen eingezeichnet sind.

Man erkennt, daß beide Kurven bis zur Vervollendung der Aufschüttung gut übereinstimmen und von da ab die beobachteten Setzungen langsamer verlaufen als die errechneten. Das gleiche wurde auch für die zweite Damfstrecke Camden festgestellt.

Nach der für das Ende der primären Setzungen errechneten Zeit hörten die Setzungen nicht auf, sondern betrugen während der folgenden drei Beobachtungsjahre ungefähr noch 3 cm/Jahr. Ähnliche Beobachtungen wurden bei dem zweiten Projekt Camden gemacht, wo die entsprechenden Setzungen rund 5 cm/

Jahr ausmachten. Falls die Setzungen in dem Maße fortschreiten sollten, werden Ausbesserungsarbeiten an der Decke notwendig werden.

Aus den Setzungsbeobachtungen werden die folgenden Schlüsse gezogen:

1. Es können brauchbare Vorhersagen über die Größe der zu erwartenden Setzungen gemacht werden.

2. Entwurfswerte, wie z. B. der Abstand der Drainagen, von denen ja die Setzungsgeschwindigkeit abhängt, können in vernünftigen Grenzen durch praktische Anwendung der Konsolidationstheorie gewonnen werden.

3. Da die tatsächlichen Werte von c_v und c_r sehr schwierig zu erhalten sind und auch nicht als konstant angenommen werden können, da ferner eine sekundäre Konsolidation auftritt und noch andere Ungewissheiten mit eingeschlossen sind, können bei Setzungsschätzungen Fehler auftreten. Daher müssen sich die endgültigen Entscheidungen über den Betrag der Auflast und der Zeit, die sie auf ihrem Platz bleiben soll, um die gewünschte Setzung zu erreichen, auf beobachtete Setzungen stützen.

4. Sanddrainagen verkürzen erheblich den Setzungsverlauf. Ohne diese Drainagen würden die Setzungen zur Zeit des Wegnehmens der Überlagerung nur zu 28 % der geschätzten Werte bei Camden und zu 33 % bei Point Pleasant erfolgt sein. Die errechnete Zeit für 95 % Setzung ohne Sanddrainagen beträgt 33 Jahre in Camden und 19 Jahre in Point Pleasant. Mit Sanddrainagen wurde fast die gesamte Setzung in ungefähr 2 Jahren der Bauzeit erreicht.

Man erkennt hieraus, daß man keinen festen Zeitplan auf Grund der Setzungsberechnungen von vornherein festlegen kann, sondern ihn beweglich halten und nach den ersten Setzungsbeobachtungen gegebenenfalls verbessern muß. Dies ist auch nicht verwunderlich, da es schon bei viel einfacheren Fällen sehr schwierig und vielfach kaum möglich ist, auf Grund von bodenphysikalischen Kennziffern den zeitlichen Verlauf der Setzungen genau vorauszuberechnen. Die hier beschriebenen Beobachtungen zeigen andererseits aber deutlich, daß die Anordnung der senkrechten Drainagen eine wesentliche Verkürzung der Setzungszeit und damit auch eine schnelle Erhöhung der Bodenfestigkeit bringt. [Nach Henderson in Proc. Am. Civil Eng. 81 (1955) Nr. 756].

H. Zweck, Karlsruhe.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

Vorträge der Baugrundtagung 1954 in Stuttgart. Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. im Eigenverlag, geheftet, 254 Seiten mit 126 Abbildungen. Brosch. 16,— DM.

Die bei der Baugrundtagung in Stuttgart im Oktober 1954 gehaltenen Vorträge sind, wie bisher, von der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau veröffentlicht worden. Da dieses Mal außerdem auch die anschließenden Diskussionen gebracht worden sind, gibt das vorliegende Buch allen Fachkollegen die Möglichkeit, die dort erörterten Fragen des Erd- und Grundbaues eingehend zu studieren.

Das Heft enthält Vorträge von Bjerrum, Fröhlich, Kahl, Leussink, Rauch, Fritsch, Lorenz, Geuze, Dalkiewicz, Aichhorn, Tillmann, Muhs und Mayer.

Durch die Vielseitigkeit der Themen gewinnt dieses Buch einen besonderen Wert für alle die Fachkollegen, die über den neuesten Stand des Erd- und Grundbaues unterrichtet sein wollen.

H. Zweck, Karlsruhe

Garbotz, Prof. Dr. G.: Der Kraft- und Arbeitsaufwand sowie die Leistungen beim Biegen von Bewehrungsstählen in Abhängigkeit von den Abmessungen, den Formen und der Güte der Stähle (Ermittlung von Leistungsrichtlinien) (= Forschungsberichte des Wirtschafts- und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, Nr. 99, herausgegeben von Staatssekretär Prof. Leo Brandt). Photomechanischer Schreibmaschinenumdruck, als Manuskript gedruckt. 122 S., Gr. DIN A 4, mit vielen Abb. Köln/Opladen: Westdeutscher Verlag 1955. Geb. 30,— DM.

Die Bedeutung des Biegevorganges für die Bewehrung im Stahlbetonbau und die großen Schwankungen in den Angaben der Leistungsrichtwerte in den verschiedenen Taschenbüchern waren Veranlassung zur Durchführung umfangreicher Versuche über das Biegen von Betonstählen verschiedener Güte und

Sorten im Labor und auf Baustellen, welche auf Anregung von Prof. Garbotz von Dr.-Ing. Wolff ausgeführt wurden. Können die Arbeitsleistungen im Versuchsraum genau begrenzt und erfaßt werden, so zwingt die große Zahl der Arbeitsvorgänge und Einzelverrichtungen auf Baustellen hinsichtlich der Zeitstudien zu gewissen Annahmen über Einrichtung des Biegeplatzes und Zerlegung der Leistungen in Hand- und Maschinenarbeit. Aus den Zeitangaben für ein Arbeitsspiel, z. B. die Herstellung einer Abbiegung, konnte dieses auf die Stahl bezogen und durch folgerichtiges Erweitern der Zeitaufwand für das Biegen verschiedener Formen ermittelt werden. In zahlreichen Tafeln und Nomogrammen sind diese Ergebnisse übersichtlich dargestellt und alle Einflüsse von Form, Stärke und Länge der Stäbe im Seriengewicht berücksichtigt. Auch auf die sog. Rüstzeiten für das Herantragen der Stäbe wurde geachtet.

Wenn aus dem Forschungsbericht hier nur das herausgegriffen wurde, was für die Praxis im Stahlbetonbau besonders wissenschaftlich erscheint, so muß bezüglich der Untersuchungen über den Kräfte- und Arbeitsaufwand der Maschinen auf die Abhandlung selbst verwiesen werden. Auch hier ist die stets klare Fragestellung, genaue Beobachtung, kritische Auswertung und anschauliche Darstellung der Ergebnisse hervorzuheben.

Allen Ingenieuren des Stahlbetonbaus, welche nach tieferem Eindringen in ihr Arbeitsgebiet streben, kann das Studium dieses wertvollen Forschungsberichtes wärmstens empfohlen werden.

Dr.-Ing. l'Allemand, Waldidylle.

Stüssi, Fritz, Dr. sc. techn., LL. D. h. c., Dr.-Ing. h. c., Dr.-Ing. E. h., o. Prof. an der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich: Tragwerke aus Aluminium. VII, 198 S., Gr.-8°, mit 174 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer-Verlag 1955. Gzln. 22,50 DM.

Die allgemeine technische Entwicklung erweitert ständig die Basis für die Verwendung der Leichtmetalle im Bauwesen. Ins-

besondere werden auf dem Gebiet des konstruktiven Ingenieurbauwesens die Aluminiumlegierungen in Wettbewerb mit den traditionellen Baustoffen treten. Bei der weitgehenden Analogie der Leichtmetallbauweise mit der Stahlbauweise liegt es nahe, die technische Entwicklung an den Stahlbau anzulehnen. Die typischen Eigenschaften der Aluminiumlegierungen bedingen jedoch eine Abwandlung der Stahlbautechnik. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß Stüssi es unternommen hat, ausgehend vom gegenwärtigen Stand der Stahlbautechnik, die besonderen Grundsätze für Tragwerke aus Aluminium darzustellen. Den Ausgangspunkt bildet die Beschreibung des Baustoffes. Sodann wird die Verbindungstechnik behandelt. Entsprechend ihrer Be-

deutung im Leichtmetallbau ist den besonderen Festigkeits- und Stabilitätsproblemen ein umfangreicher Abschnitt eingeräumt. Sodann wird die konstruktive Durchbildung von Aluminiumtragteilen erörtert und die Besonderheit der Herstellung behandelt. Den Abschluß bilden Berichte über ausgeführte Bauwerke und eine Zusammenstellung der für die Anwendung in der Bautechnik wichtigen Knetlegierungen.

P. Stein, Aachen.

Adam, Walter, VDI: Vermessung unterirdisch eingebauter Kabel, Rohrleitungen und Kanäle. 32 S., Gr. DIN A 5, mit 26 Abb. Wolfshagen-Scharbeutz (Lübecker Bucht): Franz Westphal Verlag 1954. Kart. 2,50 DM.

Verschiedenes

E. H. Schulz 70 Jahre alt

Am 26.3.1956 vollendet Prof. Dr.-Ing. E. H. Schulz in Dortmund das 70. Lebensjahr. S. wurde 1887 in Bochum geboren und erhielt dort seine Schulausbildung bis zum Abitur. Nach einem praktischen Lehrjahr in Bochum begann S. sein Studium der Eisenhüttenkunde in Karlsruhe und Charlottenburg, das 1910 mit der Diplomhauptprüfung abschloß. Er war dann bis Ende des gleichen Jahres als Assistent im Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem unter Heyn und Bauer tätig. Nebenher betrieb er seine Doktorarbeit und promovierte



am 12.12.1913 an der Techn. Hochschule Berlin mit einer Arbeit über das Härten von Stahl zum Dr.-Ing. Am 1.1.1911 trat er zum Militär-Versuchsamts in Berlin-Jungfernheide (Materialprüfungsamt des Kriegsministeriums) über. Damit hatte Schulz die Laufbahn eines oberen Militärbeamten begonnen und erhielt am 12.6.1913 nach einer entsprechenden Prüfung, die der des Regbaumeisters entsprach, die Ernennung zum Militärbaumeister. In diesem Amt machte er den ersten Weltkrieg mit. Bei diesen Arbeiten wurde er weiten Kreisen der Stahlerzeuger- und -verbraucher bekannt. Nach Beendigung des Krieges kam

er zur Dortmunder Union und übernahm die Leitung der Versuchsanstalt in Dortmund, die er bis 1927 innehatte. Zu dieser Zeit erfolgte die Gründung der Vereinigten Stahlwerke, und S. wurde mit Aufbau und Organisation eines Forschungs-Instituts dieses Konzerns beauftragt. Am 1.7.1935 wurde er außerdem Direktor und Geschäftsführer der Kohle- und Eisenforschungsgesellschaft. Noch 1925 habilitierte sich S. als Privatdozent an der Techn. Hochschule in Braunschweig und wurde am 19.2.1929 u. b. außerordentlicher und am 24.2.1940 außerplanmäßiger Professor. Mit Kriegsende stellte das Forschungsinstitut seine Tätigkeit ein. S. blieb aber noch weiter beratend für die Vereinigten Stahlwerke tätig. Neben den Berichten dieses Forschungsinstituts ist S. durch zahlreiche weitere Veröffentlichungen bekannt geworden.

1934—44 war er Vorsitzender des Werkstoff-Ausschusses des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute und 1936—45 noch Mitglied des Vorstands dieses Vereins. Seit 1954 ist er Vorsitzender des Geschichtsausschusses. Langjährig bis 1945 war er auch Mitglied des Vorstands vom Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik und Obmann des Hauptausschusses Metalle. Damit verband sich auch eine rege Mitarbeit im Internationalen Verband für Materialprüfung. 1954 wurde er bei Neugründung des Verbandes für Materialprüfung sein erster Präsident. Parallel dazu lief die Arbeit in den nationalen und internationalen Ausschüssen für Materialprüfung, im nationalen und internationalen Schienenausschuß. Dem Deutschen Ausschuß für Stahlbau und dem Internationalen Verband für Brückenbau und Hochbau hat er ebenfalls seine Mitarbeit geleistet. Im November 1954 erhielt er für seine Verdienste um das Eisenhüttenwesen zusammen mit Prof. Houdremont die goldene Karl-Lueg-Denkmedaille des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute.

Seit 1915 lebte S. in glücklicher Ehe mit Charlotte, geb. Petzold, die ihm allzeit ein lieber und treuer Lebensgenosse

war. Der Ehe sind drei Kinder, zwei Söhne und eine Tochter, entsprossen. Leider nahm ihm der zweite Weltkrieg 1940 den ältesten, vielversprechenden Sohn und eine heimtückische Krankheit 1954 die Lebensgefährtin.

E. H. Schulz erfreut sich, weit über den Kreis der engeren Fachgenossen hinaus, eines außergewöhnlichen nationalen und internationalen Ansehens und großer Beliebtheit. Er verdankt sie seinem verbindlichen Wesen und der Unbestechlichkeit seines Urteils. So werden auch zahlreiche Bauingenieure an diesem Tage seiner gedenken, und ihm einen recht gesunden und rüstigen Lebensabend wünschen.

Dr. R. Kühnel, Minden, Westf.

Standsicherheit von Wasserbauten. Zu DIN 19702

Auf dem Gebiet des konstruktiven Wasserbaues liegen bisher kaum Festlegungen allgemeiner Art vor. Die entwerfenden Ingenieure waren bei ihren Bauten auf die wissenschaftlichen Werke des Wasserbaues angewiesen, deren Autoren jedoch in ihren Ansichten mitunter unterschiedlich waren. Bei der Ausarbeitung von Angeboten für Bauwerke des Wasserbaues wirkte sich dies für alle Beteiligten ungünstig aus. Um diesem Mangel abzuweichen, wurden Richtlinien für die Standsicherheiten von Wasserbauten erarbeitet, die eine einheitliche Grundlage für die Aufstellung als auch für die vergleichende Bewertung von Bauwerken des Wasserbaues ermöglichen sollen.

Die Richtlinien erstrecken sich auf den Nachweis der Standsicherheit, insbesondere von Wehren, Schleusen, Wasser-Kraftbauten und der dazugehörigen Ufermauern, Dämme, Böschungen sowie Baugrubenumschließungen. Die Berechnungsgrundlagen gehen besonders auf den Baugrund ein, legen die „angreifenden Kräfte“ fest und geben das an, worauf sich der Nachweis der Standsicherheit der angegebenen Bauwerke beziehen muß. Diese Nachweise erstrecken sich auf die Spannungen, die Gleitsicherheit, Sicherheit gegen statischen Grund- oder Geländebruch, Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch und den Nachweis der Setzungen.

Die Einspruchsfrist zu DIN 19702 (Entwurf Dezember 1955) läuft am 31. Mai 1956 ab.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Betonzusatzmittel Murasit-W

Dieses Zusatzmittel ist ein Verflüssiger für Betone mittlerer und hoher Festigkeit, durch den der Anmachwasserbedarf um 10—15 % sinkt. Murasit-We plastifiziert, der Beton wird also geschmeidig, leicht verarbeitet und zeigt auch bei längerem Transport keine Entmischungserscheinungen. Das Betongefüge wird dichter, die 28-Tage-Festigkeit gesteigert. Murasit-We bewirkt auch ein besseres Gleiten des Frischbetons in enge Bewehrungsgeflechte und deren vollständige, festhaftende Umhüllung. Der Beton wird kapillarärmer, die Wassereindringtiefe geringer. Hauptanwendungsgebiete des Murasit-We sind der Brückenbau, Stützenkonstruktionen, dünnwandige oder filigrane Bauteile, Pumpbeton, hochwertiger Beton. Zusatzmenge 0,4—0,5 % vom Zementgewicht. Hersteller: Organabautenschutz GmbH., Bochum-Gerthe.

**Moderne Betonherstellung = Ergebnis dreier Faktoren:
schnell – wirtschaftlich – mit genauen Gewichtsanteilen**

In Betonsteinwerken oder auf Großbaustellen wird diese grundsätzliche Forderung nur erfüllt, wenn Bunkern, Abziehen, Auswägen und Fördern zum Mischer koordiniert werden. Deshalb kann ein Lieferwerk, das alle diese Gebiete beherrscht, besonders einfache und kostengünstige Vorschläge ausarbeiten.

Unter dem Blickwinkel äußerster Wirtschaftlichkeit wurde zum Beispiel die hier abgebildete robuste Anlage projektiert: unter den Hochbunkern – die auch aus Holz sein können – befindet sich eine hängend-fahrbare Schenck-Gefäßwaage. Ein Hebelgriff: die Waage füllt sich – ein zweiter, und der Schenck-Gurtförderer nimmt den Zement oder die genau bestimmten Zuschlagkomponente zum Mischer mit; eine saubere und klare Lösung.



**Carl Schenck
Maschinenfabrik GmbH
Darmstadt**

STELLENANGEBOTE

Wir suchen

Maschinenbau-Ingenieur

mit mehrjähriger Konstruktionspraxis im Groß-Apparatebau für die Chemische und Erdölindustrie, mit Fähigkeiten zur Führung einer Konstruktionsgruppe und Abwicklung von größeren Aufträgen einschließlich des dazu erforderlichen Schriftwechsels,

Statiker (Bauing.) oder Mathematiker

mit guten Fundamental-Kenntnissen in Mathematik und Festigkeitslehre, die Interesse an dynamischen Baufragen haben, zur Mitarbeit in entwicklungsfähiger Position.

Bewerbern bietet sich Möglichkeit zu selbständiger Arbeit und Aufstiegchancen in einem weiten Arbeitsgebiet.

Ausführliche Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften an unsere Personalabteilung erbeten.

M · A · N**Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.G.**

Werk-Gustavsburg · Gustavsburg/Hessen

Für die Bauabteilung eines Industrieunternehmens am Harz werden zur Durchführung von Bauvorhaben auf dem Gebiet des Industriebaues gesucht:

1 Diplom-Ingenieur (Architekt) 1 Bauingenieur des Hochbaufaches

Die Bewerber müssen gute Fachkenntnisse und Erfahrungen besitzen in Entwurf, Kalkulation, Ausschreibung, Bauüberwachung und Bauabrechnung. Ggf. kommt auch eine jüngere Kraft (Anfänger) in Betracht.

Angebote mit Unterlagen und Gehaltsansprüchen werden erbeten unter „Der Bauingenieur 77“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Ingenieurbüro für Eisenbetonbau mit vielseitigen interessanten Bauaufgaben sucht tüchtigen

Dipl.-Bauingenieur**Statiker und Konstrukteur, auch Spannbeton**

mit einigen Jahren Praxis in leitender Stellung als Vertreter des Chefs. Dauerstelle und gute Honorierung.

Bewerbungen erbeten unter 4626 an WERBE-FOERSTER Düsseldorf, Mozartstr. 5.

Selbständiger, in Berechnung und Gestaltung komplizierter Hoch- und Tiefbauwerke erfahrener

Statiker

nach Nürnberg gesucht, spätestens zum 1. Juli.

Bewerbungen unter „Der Bauingenieur 79“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Oberingenieur

für größeres Ing.-Büro gesucht. Bewerber müssen erstklassige Statiker, firm auf dem gesamten Gebiet der Statik, insbesondere der modernen Statik sein, absolut selbständig wissenschaftlich arbeiten können und gute Verhandlungspartner sein.

Bewerbungen mit Gehaltsansprüchen, unter Beifügung der üblichen Unterlagen, Zeugnisabschriften, Lebenslauf und Lichtbild sind zu richten an:

Ing.-Büro Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel,
Darmstadt, Ludwigstr. 1.

1 Eisenbetonzeichner

guter Darsteller und zuverlässig, mit einigen Jahren Praxis gesucht. Dauerstelle und gute Honorierung.

Bewerbungen erbeten unter 4627 an WERBE-FOERSTER, Düsseldorf, Mozartstr. 5

STELLENGESUCH**Diplom-Ingenieur**

(Wasserbauer)

mit langjährigen gründlichen Erfahrungen als Niederlassungsleiter und im Auslandsgeschäft bei führender Bau-A.-G. als Oberingenieur tätig (ungekündigt),

sucht leitende Stellung

bei namhafter Ingenieurbaufirma, international eingeführtem Ingenieurbüro oder Industriekonzern. Zuschr. unt. 6477/56 an Droste Ann.-Exp., Düsseldorf, Pressehaus.

VERKAUF**Voigtländer Prominent**

m. Nokton 1:1,5, neuwertig, preisgünstig, m. Tasche abzugb. Näheres Fleischmann, Landshut, Altst. 29

T 951



Stelcon

INDUSTRIE-BODENBELÄGE
für jede Betriebsbeanspruchung

Stelcon
im Ausland

Holland
Belgien
Frankreich
Luxemburg
Schweiz
Österreich
England
Dänemark
USA

Mittelamerika
und Karibisches
Gebiet

Südafrika
Indonesien



Stelcon - FRITZ EBENER
- INDUSTRIEBÖDEN

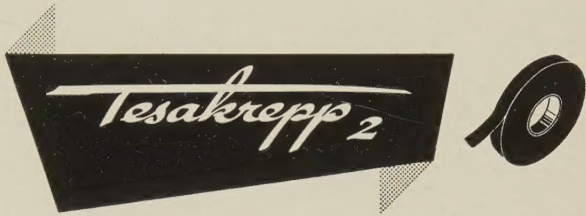
Hauptverwaltung: **Essen**, Alfredstraße 98, Stelcon-Haus
Telefon 7 18 51, Fernschreiber 0857 833
Stelcon-Werke: **Neuß/Rhein-Hafen**

Transportsicher verpackt

Verchromte Metalle zu schützen ist kein Problem, wenn der selbstklebende TESA-KREPP 2 zum Abdecken verwendet wird. Schon wenige Wicklungen genügen, um auch ansperrigen Werkstücken – auf dem Transport oder während der Lagerung – die empfindliche Chromschicht gegen Stoß und Schlag zu sichern. TESA-KREPP 2 ist bis zu 50% dehnbar und läßt sich rückstandsfrei wieder abziehen.



Im Großhandel vorrätig



P. BEIERSDORF & CO. A.-G. HAMBURG

Wer von
QUALITÄTSBETON
spricht, denkt an:

PLASTIMENT
G M B H
KARLSRUHE
POSTF. 200 TEL. 26823

3
wichtige
Punkte

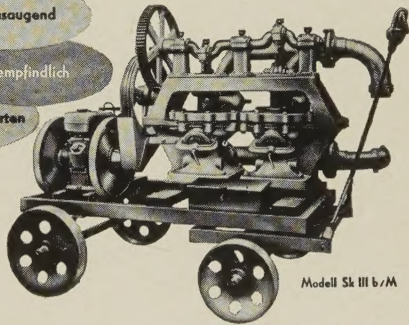
selbstansaugend

unempfindlich

für alle Antriebsarten



B A U-
PUMPEN



Modell S4 III b/M

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. DÜSSELDORF-100

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder - Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Rastatt 2177

Fluresit

Dichtungsmittel
für Sperrbeton u. wasserdichten Putz

ORGANA-BAUTENSCHUTZ GMBH, Bodum-Gerthe
GEBRÜDER MAYER Fabrik chem. Baustoffe, Eßlingen/N

Gegen Feuchtigkeit
und Wasserschäden
in Bauwerken aller Art

CERESIT

**Sperrmörtel
Sperrbeton**



WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH, UNNA

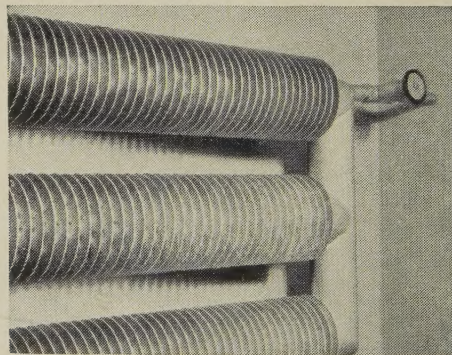
1905

50 Jahre

1956



Ein wesentlicher Beitrag
zur Senkung Ihrer Betriebskosten
liegt in der
guten Wärmeübertragung
unserer Stahl-Spiralrippenrohre.
Seit Jahrzehnten
gehören Stahl-Spiralrippenrohre
zu unserm
Herstellungsprogramm.



PHOENIX-RHEINROHR AG
VEREINIGTE HÜTTEN- UND RÖHRENWERKE DÜSSELDORF

Für den Textteil verantwortlich: Professor Dr.-Ing. F. Schleicher, Dortmund; für den Anzeigenteil: Günter Holtz, Berlin W35.
Druck: Deutsche Zentraldruckerei A.-G., Berlin SW 61. Reg.-Nr. 115. — Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg. — Printed in Germany